



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Escuela Politécnica de Ingeniería

de Minas y Energía



ANÁLISIS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS 3D DE LOS EFECTOS DE LAS PROPIEDADES DEL SUBSTRATO ROCOSO EN LA CIMENTACIÓN DE TURBINAS EÓLICAS.

ANALYSIS THROUGH 3D FINITE ELEMENTS THE EFFECTS OF THE PROPERTIES
THE ROCKY SUBSTRATE ON THE FOUNDATION OF WIND TURBINES

Trabajo realizado por:

Ismael Jurado Antuña

Dirigido:

Raúl Husillos Rodríguez

Titulación:

Grado en Ingeniería de los Recursos Mineros

Torrelavega, Marzo 2021

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a mi mujer y a mi hija que aguantaron todos estos años mis ausencias, sin su apoyo esto no hubiera sido posible.

Agradezco a mis padres el esfuerzo que hicieron para que yo pudiera estudiar, en especial a mi padre, minero de profesión, que seguro se iba sentir muy orgulloso.

Y agradezco a Raúl su colaboración para poder dar forma a este trabajo.

.

Resumen

Título del TFG: Análisis mediante elementos finitos 3D de los efectos de las propiedades del substrato rocoso en la cimentación de turbinas eólicas.

Autor: Ismael Jurado Antuña

Director: Raúl Husillos Rodríguez

Convocatoria: Marzo 2021

Palabras clave: Eólica onshore, cimentación, GSI, incrementos finitos, Hoek y Brown, geotecnia, wind turbine..

Planteamiento: En este trabajo se pretende simular mediante un programa de elementos finitos en 3D (Midas GTS NX) el comportamiento de la zapata ortogonal de un aerogenerador, cuando se apoya sobre distintas facies rocosas (andesitas gris y rosa) con distintos grados de alteración y fracturación (índice GSI) afectadas por una serie de discontinuidades con diferentes inclinaciones.

Se tratará de comprobar como varían magnitudes como la deformación y la tensión a lo largo de la cimentación consecuencia de una fracturación y una inclinación de las discontinuidades del substrato rocoso variable, al estar sometido el aerogenerador a una serie de acciones fijas. Se centrará el análisis en las secciones y direcciones más desfavorables como son la dirección de vientos dominantes.

Para realizar la simulación se generó un modelo en 3D al que se le asociaron unos parámetros geotécnicos que definían el comportamiento mecánico y deformacional del substrato rocoso y de la zapata.

Se aplicaron las cargas que son el resultado de todas las fuerzas actuantes sobre el aerogenerador. Finalmente se analizó cuantitativamente la respuesta del modelo ante dichas sollicitaciones.

Los parámetros geotécnicos utilizados para realizar la simulación parten de un trabajo previo llevado a cabo en Turquía, en el que se realizó, por un lado, una campaña de campo para la obtención de muestras y la recogida de datos, de especial relevancia para la caracterización del macizo rocoso.

Posteriormente con las muestras más representativas se realizó una campaña de laboratorio que completaría la información necesaria para llevar a cabo el estudio.

Abstract

TFG Title: Analysis through 3D finite elements the effects of the properties the rocky substrate on the foundation of wind turbines

Author: Ismael Jurado Antuña

Director: Raúl Husillos Rodríguez

Call: October 2020

Key words: Onshore wind, foundation, GSI, finite increments, Hoek and Brown, geotechnics.

Approach: In this Project we want to simulate using a finites elements program in 3D (Midas GTS) the behavior of the orthogonal footing of a wind turbine when it rest on rocks (gray an pink andesites) with different degrees of alteration and fracturing (GSI index) affected by a series of discontinuities with different inclinations.

We try to check the variability of some magnitudes such as deformation and stress a long the foundation.

We created a 3D model for de simulation with a geotechnical parameters which define the mechanic and deformational behavior from the rock massif and the foundation.

The loads that are the result of all the forces acting on the wind turbine were applied. Finally, the response of the model to these requests was quantitatively analyzed.

The geotechnical parameters used to realized the simulation come from a previous project carried out in Turkey in which, on the one hand, a field campaign was carried out to obtain samples and collect data, of special relevance for the characterization of the rock massif.

Índice general

Agradecimientos	III
Resumen	V
Abstract	VII
Índice de Figuras	XIII
Índice de Tablas	XVII
CAPITULO 1	1
1. PRESENTACIÓN	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	3
CAPITULO 2	5
2. ESTADO DEL ARTE	5
2.1 Aerogeneradores	5
2.1.1 Definición	5
2.1.2 Partes	5
2.2 Características parques eólicos onshore	7
CAPITULO 3	9
3. ANALISIS DE CIMENTACIÓN	9
3.1 Distribución de tensiones bajo una cimentación	9
3.2 Métodos estado límite como comprobación de cimentaciones superficiales	12
3.2.1 Estado límite último	12
3.2.2 Estado límite de servicio	16
3.3 Definición de las situaciones de proyecto	17
3.3.1 Geometría de la cimentación	17
3.3.2 Características del terreno	18
3.3.3 Acciones	18
3.4 Cargas transmitidas a la cimentación	20
CAPITULO 4	23
4. MACIZO ROCOSO	23
4.1 Conceptos generales	23
4.2 Diferencias entre mecánica de rocas y de suelos	24
4.3 Caracterización de las propiedades resistentes de los macizos	24
4.3.1 Criterio de rotura de Hoek y Brown	24
4.4 Caracterización de las propiedades de deformabilidad de los macizos rocosos	27
4.4.1 Estimación del módulo elástico de young E_M	27

4.4.2	Estimación del coeficiente de Poisson del macizo rocoso ν_M	28
4.5	Clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos	28
4.5.1	La clasificación GSI (geological strength index)	29
4.6	Caracterización del macizo rocoso	30
4.6.1	Identificación de la matriz rocosa	30
4.6.2	Meteorización	31
4.6.3	Resistencia	34
4.6.4	Estructura del macizo rocoso	35
4.6.5	Caracteres geomecánicas de las discontinuidades	36
4.6.6	Resistencia al corte de discontinuidades	43
4.6.7	Número de familias de discontinuidades	44
4.6.8	Tamaño de bloque	46
4.7	Características del sustrato de estudio	47
CAPITULO 5		51
5. PARAMETROS GEOTECNICOS		51
5.1	Ensayos de laboratorio	51
5.1.2	Ensayos de compresión simple	51
5.1.3	Ensayos triaxiales	53
5.1.3	Corte directo	54
5.2	Parámetros geotécnicos adoptados	57
CAPITULO 6		60
6. METODOLOGÍAS DE CALCULO NUMÉRICO		60
6.1	Consideraciones previas	60
6.2	Conceptos generales	61
6.2.1	Discretización con mallas	61
6.2.2	Discretización sin mallas	61
6.3	Enfoque lagrangiano	61
6.4	Enfoque euleriano	62
6.5	Análisis estático	62
6.6	Análisis dinámico	62
6.7	Análisis lineal	63
6.8	Análisis no lineal	63
6.9	Análisis implícito	63
6.10	Análisis explícito	64
6.11	Metodologías	64
6.12	Diferencias finitas	64
6.13	Elementos finitos	65
6.14	Elementos discretos	66
6.15	ALE (Arbitrary lagrange euler)	66

6.16	SPH (smoothed particle hydrodynamics)	67
6.17	Justificación de la metodología empleada	67
<i>CAPITULO 7</i>		<i>68</i>
<i>7.</i>	<i>METODOLOGÍA DE TRABAJO CON MIDAS GTS NX</i>	<i>68</i>
7.1	Geometría	68
7.2	Mallado	68
7.3	Condiciones de contorno	69
7.4	Aplicación de las cargas	69
7.5	Elección del modelo de análisis	70
7.6	Evaluación de los resultados	71
<i>CAPITULO 8</i>		<i>72</i>
<i>8.</i>	<i>ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS</i>	<i>72</i>
<i>CAPITULO 9</i>		<i>79</i>
<i>9.</i>	<i>CONCLUSIONES</i>	<i>79</i>
Bibliografía		
Anexo I		
AnexoII		

Índice de Figuras

Figura 1.1 Beneficios de la transición energética. Fuente: https://ovacen.com/energia-eolica-mundo-actual/	1
Figura 1.2.- Cuota de mercado por generación en 2018 (%). Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.	2
Figura 1.3.- Ranking de países por potencia instalada acumulada en MW. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.	2
Figura 1.4.- Evolución de la potencia eólica instalada en el mundo en MW. Fuente: GWEC	3
Figura 2.1.-Partes de un aerogenerador de eje horizontal	5
Figura 2.2 .-Aerogenerador de eje horizontal y de eje vertical. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.	6
Figura 3.1.- Descomposición de la tensión bajo la zapata en esfuerzos: a) distribución uniforme por carga vertical, b) distribución lineal por momento flector, c) distribución total. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.	9
Figura 3.2.-Distribución de presiones triangular bajo la cimentación con zona de despegue en rojo. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.	10
Figura 3.3.- Vista inferior de la zapata. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.	10
Figura 3.4 Detalle fuerza fuera núcleo central de la zapata	11
Figura 3.5.- Detalle del fallo global. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera	13
Figura 3.6.- Detalle fallo por hundimiento de cimentación.	14
Figura 3.7.- a) vuelco rígido, b) vuelco plástico	16
Figura 3.8.- Detalle de la geometría de la zapata utilizada en la simulación. Fuente: Análisis numérico de los efectos del grado de descomposición sobre los sitios del sistema básico de turbinas eólicas.	18
Figura 3.9.- Acciones en la estructura. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura	21
Figura 4.1.- Detalle macizo rocoso. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes	23
Figura 4.2.- Condiciones de aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes	26
Figura 4.3.- Ejemplo de estimación del Índice de Resistencia Geológica para macizos geológicos fracturados (Hoek y Marinos 2000). Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes	30

Figura 4.4.- Clasificación de rocas para usos geotécnicos (ISRM). Fuente: Ingeniería geológica Luis I. Gonzalez Vallejo	31
Figura 4.5.- Interpretación grafica de la escala de meteorización del granito según D.G. Moya	33
Figura 4.6.- Gneis granular alterado en grado II. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.	33
Figura 4.7.- Calizas grado de alteración IV.	33
Figura 4.8.- Detalle determinación en campo de la resistencia de la matriz rocosa mediante el martillo Schmidt. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes	34
Figura 4.9.- Detalla falla vertical. Fuente: Banco de fotos geológicas.	36
Figura 4.10.- Detalle diaclasado macizo granítico. Fuente: Banco de fotos geológicas.	36
Figura 4.11.- Determinación de la orientación de un plano de discontinuidad. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	36
Figura 4.12.- Determinación del espaciado de una familia de discontinuidades. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.	38
Figura 4.13.- Determinación de la continuidad de una familia de discontinuidades. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	38
Figura 4.14.- Escala de rugosidad definida por perfiles de 10 cm de longitud. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	40
Figura 4.15.- Cuarzitas ordovícicas con juntas abiertas. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.	41
Figura 4.16.-Substrato argilítico con juntas rellenas de yeso. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.	42
Figura 4.17.- Esquemas y fotografías de un macizo con a) una familia de discontinuidades y b) con tres familias. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	45
Figura 4.18.- Distribución de polos con 5 familias de juntas. Fuente: Programa DIPS de Rocscience.	45
Figura 4.19.- Falsilla de Schmidt	45
Figura 4.20.- Sistemas de discontinuidades de un macizo rocoso y bloques que generan. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	46
Figura 4.21.- Lámina delgada de una Andesita bajo el microscopio petrográfico con luz natural y polarizada. Fuente: Atlas de Rocas Ígneas y sus Texturas.	47
Figura 4.22.- Detalle de diaclasa y fallas en materiales cuarcíticas. Fuente: Manual para la descripción y caracterización de macizos rocosos.	48
Figura 4.23.- Detalle disyunción columnar. Fuente: Wikipedia.	49
Figura 5.1.- Esquema del ensayo de compresión triaxial. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	53

Figura 5.2.- Detalle gráficos de rotura en ensayos triaxiales con distintas presiones de confinamiento. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	54
Figura 5.3.- Círculos de Mohr de diferentes ensayos y envolvente de rotura. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	54
Figura 5.4.- Detalle mesa corte directo. Fuente: Labtop ciencia & Tecnología	55
Figura 5.5.- Detalle respuesta clásica de una discontinuidad plana. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	56
Figura 5.6.- Detalle resistencia al corte de pico y residual para una discontinuidad plana y cementada. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	57
Figura 5.7.- Ensayo de corte discontinuidad rugosa. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	57
Figura 5.8.- Detalle programa RocLab.	58
Figura 7.1 Detalle del menú de geometría del programa Midas GTS	68
Figura 7.2 Detalle menú mallado programa Midas GTS	69
Figura 7.3 Detalle fuerzas y momentos aplicados en la base de la zapata del aerogenerador	70
Figura 7.4 Diferentes opciones de análisis con Midas GTS	71
Figura 7.5 Detalle diagrama desplazamientos de la zapata del aerogenerador según el eje Y	71
Figura 8.1 Detalle diagrama desplazamiento total andesita gris GSI 35	73
Figura 8.2 Detalle desplazamiento vertical en un plano que sigue el eje Y	76
Figura 8.3 Diagrama reparto de tensiones tractivas y compresivas en la cimentación según un plano YZ.	77

Índice de tablas

Tabla 2.1 .-Detalle comparación en peso de las diferentes partes de un aerogenerador. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.	8
Tabla 3.1: Detalle coeficientes de seguridad frente a la estabilidad global. fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera	13
Tabla 3.2: Detalle coeficientes de seguridad frente a la estabilidad global. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera	14
Tabla 3.3: Detalle coeficientes de seguridad frente al deslizamiento. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera	15
Tabla 3.4: Detalle coeficientes de seguridad frente al vuelco. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera.	16
Tabla 3.5: Valores estimados para las acciones. Fuente: Análisis numérico de los efectos del grado de descomposición sobre los sitios del sistema básico de turbinas eólicas.	21
Tabla 4.1 Tabla estimativa constantes m_{ms}/m_i , s, a, modulo de Young, GSI y coeficiente de Poisson del macizo rocoso en función de la estructura y la calidad del macizo rocoso. Hoek et al., 1994	29
Tabla 4.2: Tamaños de grano. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.	31
Tabla 4.3.- Ejemplo de escala de meteorización de un granito según D.G. Moye	33
Tabla 4.4.- Identificación resistencia de las rocas de forma rápida en campo. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.	35
<i>Tabla 4.5.- Terminología de espaciados recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981)</i>	37
<i>Tabla 4.6.- Terminología de continuidad o persistencia por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) (Brown, 1981)</i>	39
Tabla 4.7.- Terminología de abertura recomendada por la ISRM (Brown 1981). Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes.	41
<i>Tabla 4.8.- Grado de filtración de una discontinuidad con relleno recomendada por la ISRM (Brown 1981)</i>	43
<i>Tabla 4.9.- Grado de filtración de una discontinuidad sin relleno recomendada por la ISRM (Brown 1981)</i>	43
<i>Tabla 4.10.- Clasificación del tamaño de los bloques de un macizo rocoso en función del número de discontinuidades. Fuente: Manual de campo para la descripción de macizos rocosos.</i>	47
Tabla 4.11 Propiedades bandas de flujo en Andesitas según Koca y Kincal	48

Tabla 4.12.- Propiedades grietas enfriamiento en Andesitas. Fuente: Koca y Kincal.	49
Tabla 4.13 Valores de la clasificación GSI de las dos facies de andesita en estudio, gris y rosa.	50
Tabla 5.1.- Clasificación de las rocas en función de su resistencia a la compresión simple. Fuente: Ingeniería Geológica Luis I. González de Vallejo.	52
Tabla 5.2: Parámetros geomecánicos de las rocas en estudio. Fuente: Análisis numérico sobre el efecto del grado de alteración de las Andesitas en el sistema de cimentación de turbinas eólicas.	59
Tabla 8.1 Resultados deformación total bajo la zapata del aerogenerador en cm.	73

CAPITULO 1

1. PRESENTACIÓN

1.1 Introducción

La energía eólica es una fuente de energía renovable en constante desarrollo hoy en día, más aún si cabe con el proceso de descarbonización de la economía que vivimos para afrontar retos tan importantes como son la sostenibilidad y el cambio climático y favorecer el desarrollo de nuevas tecnologías y la creación de empleo.



Figura 1.1 Beneficios de la transición energética. Fuente: <https://ovacen.com/energia-eolica-mundo-actual/>

Actualmente la energía eólica abastece de electricidad al 19% de España, fue la segunda tecnología en el mix energético en 2018 generando 23.484 MW repartidos en 1.123 parques eólicos en 807 municipios, ayudando al desarrollo de las comunidades rurales en las que se instala al crear cinco veces más de empleo que las tecnologías convencionales.

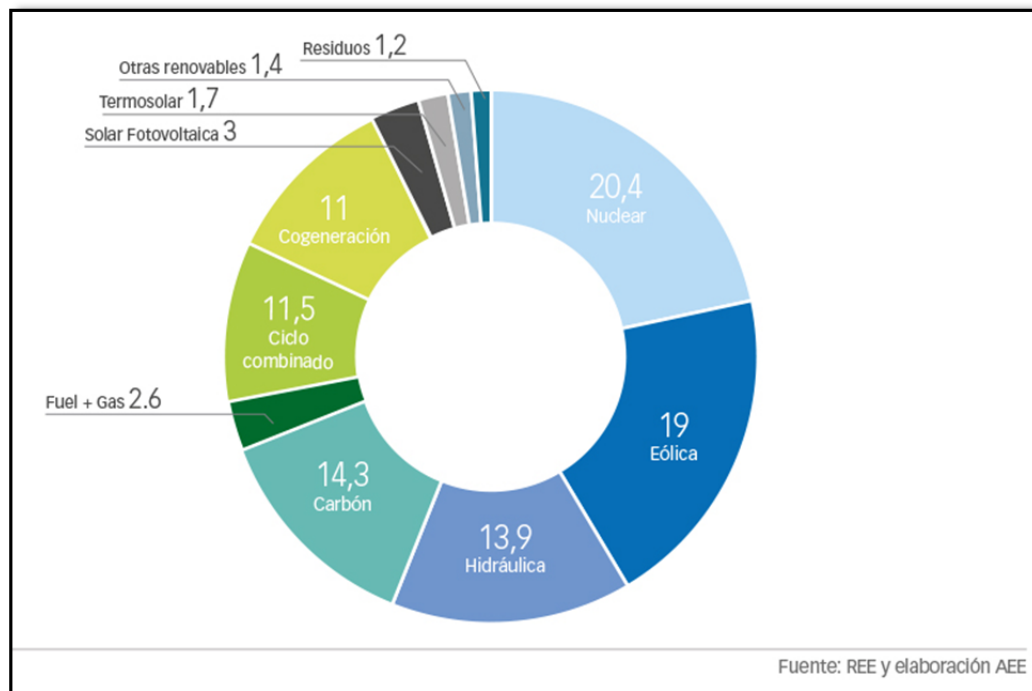


Figura 1.2.- Cuota de mercado por generación en 2018 (%). Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.

España es el quinto país del mundo por potencia eólica instalada tras China, Estados Unidos, Alemania e India, y es el cuarto exportador de aerogeneradores a nivel mundial lo que hace que la energía eólica suponga el 0.31% del PIB nacional.

	2018
China	211.392
Estados Unidos	96.665
Alemania	59.311
India	35.039
España	23.484
Reino Unido	20.970
Francia	15.309
Canadá	12.805
Brasil	14.702
Italia	9.958
Resto del mundo	90.788

Figura 1.3.-Ranking de países por potencia instalada acumulada en MW. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.

La energía eólica instalada creció a nivel mundial un 9.6% en 2018 hasta situarse en los 591.000 MW y es capaz de atender a las necesidades electricidad del 5% de la población mundial.

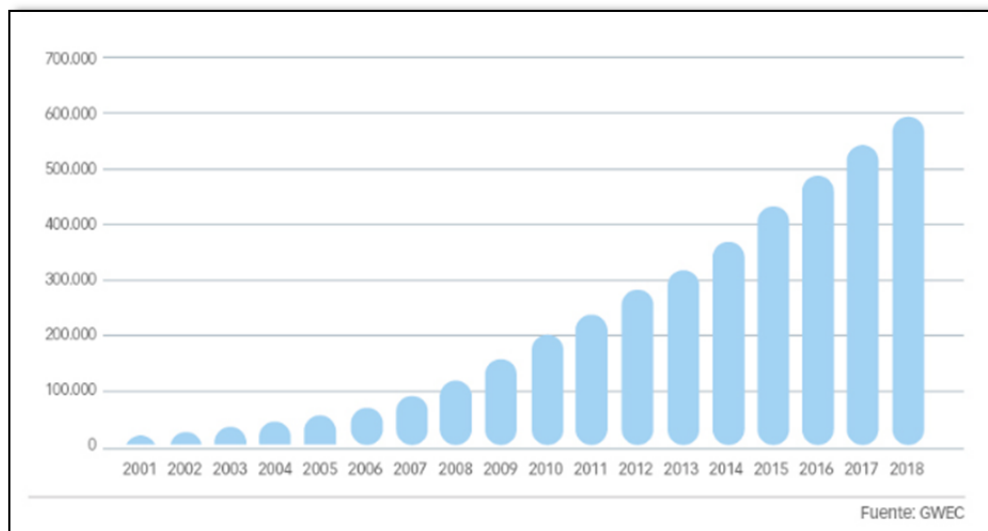


Figura 1.4.- Evolución de la potencia eólica instalada en el mundo en MW. Fuente: GWEC

1.2 Objetivos

El hecho de que exista una necesidad de energías más limpias y sostenibles junto con el potencial que ofrecen energías renovables como la eólica hace que día a día se busque mejorar la técnica y los materiales para conseguir unos mayores aprovechamientos del recurso, con mejores rendimientos.

Existen en el mercado enormes máquinas con dimensiones que desafían los límites de la resistencia de los materiales, y que buscan reducir costes y aprovechar mejor las zonas de mayor recurso. Se estima que por cada metro de incremento de altura de un aerogenerador el total de la energía producido aumenta entre un 0.5 y un 1% debido a una menor turbulencia y una velocidad del viento mayor.

La construcción de estos tipos de generadores no es sencilla y hacen que las sollicitaciones de las cimentaciones aumenten y con ella la necesidad de un mayor conocimiento del comportamiento de estas y de la respuesta del terreno sobre el que se apoyan, al estar sometidos a unos esfuerzos tan particulares. Se busca garantizar la estabilidad de la estructura y asegurar una transmisión de cargas al terreno con la adecuada intensidad para que este no colapse.

En este trabajo se pretende modelizar una cimentación superficial de geometría ortogonal de un aerogenerador onshore en tres dimensiones. Apoyada sobre un substrato rocoso con distintas anisotropías, grado de alteración y buzamiento, para analizar su respuesta a unas cargas fijas. Para ello se trabajará con unos parámetros realistas obtenidos en un trabajo previo llevado a cabo en Turquía.

Para la modelización se utilizará el programa de elementos finitos *Midas* que nos permitirá generar modelos geotécnicos complejos y obtener distintas respuestas de manera gráfica al ir variando los parámetros geotécnicos dependientes de las características del macizo rocoso.

Con el estudio queremos comprobar de forma realista el comportamiento de la cimentación para solventar problemas de diseño que causan patologías estructurales muy costosas de resolver.

CAPITULO 2

2. ESTADO DEL ARTE

2.1 Aerogeneradores

2.1.1 Definición

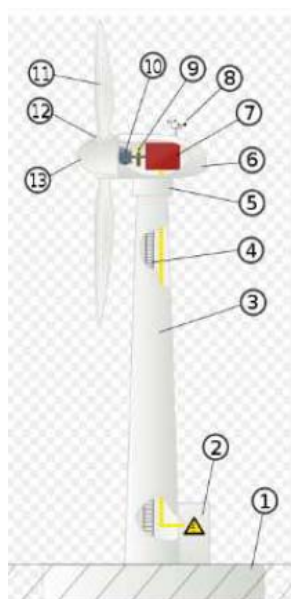
Un aerogenerador es un generador eléctrico que funciona convirtiendo la energía cinética del viento en energía mecánica a través de una hélice que gira a entre 13 y 20 revoluciones por minuto, y en energía eléctrica gracias a un alternador.

Existen diferentes tipos de generadores, dependiendo de su potencia, la disposición de su eje de rotación, el tipo de generador... y pueden trabajar de forma aislada o agrupados en parques eólicos o plantas de generación eólica distanciados unos de otros en función del impacto ambiental y de las turbulencias generadas por el movimiento de las palas.

Presentan una vida media superior a los 25 años.

2.1.2 Partes

Todos los aerogeneradores tienen una estructura básica muy similar en la que se distinguen con claridad sus partes principales.



1. Cimentación
2. Conexión a la red eléctrica
3. Torre
4. Escalera de acceso
5. Sistema de orientación
6. Góndola
7. Generador
8. Anemómetro
9. Freno
10. Multiplicador
11. Pala
12. Inclinación de la pala
13. Buje del rotor

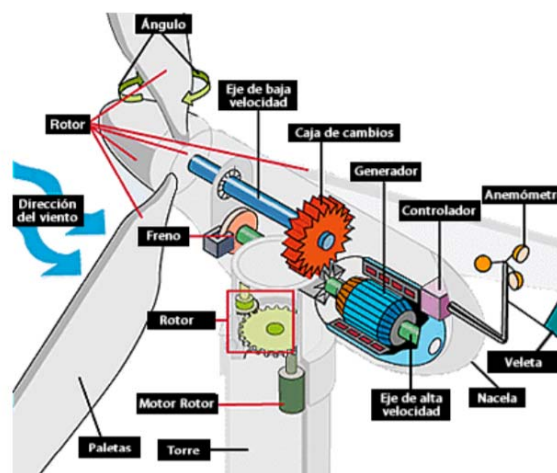


Figura 2.1.-Partes de un aerogenerador de eje horizontal

- Rotor:

Compuesto por un par de palas y el buje. Actualmente existen dos maneras claramente diferenciadas de aprovechar la energía del viento. La primera de ellas y más habitual es mediante rotación alrededor de un eje horizontal y la segunda alrededor de uno vertical.



Figura 2.2.-Aerogenerador de eje horizontal y de eje vertical. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.

- Palas:

El ala de un aerogenerador es semejante a la de un avión, siendo el mismo principio de fuerzas el que causa la rotación. En la actualidad el modelo de tres aspas copa el mercado, aunque también existe la posibilidad de más, incluso de dos. Suelen ser de plástico reforzado de fibra de vidrio o de fibra de carbono.

- Góndola:

La góndola contiene toda la maquinaria necesaria para transformar la rotación en energía eléctrica y sistemas para poder orientarse hacia el viento incidente.

- Freno: es un elemento utilizado para reducir la velocidad del rotor e incluso para detenerlo en el caso de que la velocidad del viento sea muy elevada, con el fin de evitar sobrecargas en el generador y exceso de fuerzas centrífugas en las palas.

- Caja de cambios o multiplicador: Es un conjunto de engranajes utilizado para aumentar la velocidad de giro transmitida por el eje de baja velocidad, de forma que se adapte a las necesidades del generador.
- Generador: se encarga de transformar la energía mecánica obtenida a partir del giro del rotor en energía eléctrica. Pueden ser síncronos o asíncronos
- Torre:
En general, la torre presenta una estructura troncocónica y está hecha de acero de alta calidad u hormigón armado y/o pretensado. Las alturas son muy variables. Existen torres desde 40 hasta 130 metros y, hoy en día, lo más común es optar por torres de gran altitud ya que las velocidades del viento son mayores y más constantes en cotas más elevadas. Su parte inferior se conecta a la cimentación a través de una interfaz que puede consistir en un tubo embebido en la cimentación o en un sistema de anclaje mediante conectores de acero.
- Cimentación:
La cimentación asegura la estabilidad de la torre durante su vida útil transfiriendo las cargas que recibe al terreno.
Prácticamente toda la carga vertical que recibe proviene del peso de la góndola, las hélices y la torre, pero las cargas más significativas provienen de los esfuerzos causados por el viento, la cual genera un considerable momento flector. Su diseño debe de ser capaz de evitar que se genere un esfuerzo esviado que provoque que la zapata se despegue del terreno al no aguantar tracciones.

2.2 Características parques eólicos onshore

Actualmente son dos las configuraciones más utilizadas en los parques eólicos Onshore :

- Altura de 70 m; Turbina de 2 MW; Diámetro en rotor de 80m.
- Altura de 100 m; Turbina de 4,5 MW; Diámetro en rotor de 120m.

Se busca conseguir torres cada vez más altas y turbinas más potentes, capaces de aprovechar mejores condiciones de viento y mejor productividad.

Estas nuevas tendencias en el cambio de alturas traen consigo un cambio en la metodología y tecnología de fabricación, tendiendo hoy en día a torres de hormigón más pesadas, en detrimento de las de acero, que aumentan los fustes y disminuyen las excentricidades de las cargas. Además, se necesitan mayores diámetros en la base de la torre. Consecuentemente se necesita más material.

En cuanto a las **cimentaciones**, el aumento de altura es más decisivo que el tipo de material. La acción más determinante en este tipo de aerogeneradores para el dimensionamiento del cimiento es siempre el momento flector generado por el empuje del viento. Su magnitud es tal que exige de cimentaciones de enormes dimensiones para garantizar la estabilidad estructural.

En la *tabla 2.1* se puede apreciar la relación entre los pesos, a nivel orientativo, de las diferentes partes de la estructura tanto en una torre de acero como en una de hormigón.

Tabla 2.1.-Detalle comparación en peso de las diferentes partes de un aerogenerador. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.

Partes	Peso en toneladas			
	Torre de hormigón		Torre de acero	
	70m de altura	100m de altura	70m de altura	100m de altura
Cabeza de la torre (incluye rotor y góndola)	105	220	105	220
Fuste	450	1050	135	240
Cimentación	1400	3000	1500	3100
TOTAL	1955	4270	1740	3560

CAPITULO 3

3. ANALISIS DE CIMENTACIÓN

3.1 Distribución de tensiones bajo una cimentación

La ley de presiones bajo la cimentación se puede dividir en la suma de dos tensiones:

- Carga vertical N: Proporciona una distribución uniforme de tensiones.
- Momento M: Proporciona una variación lineal.

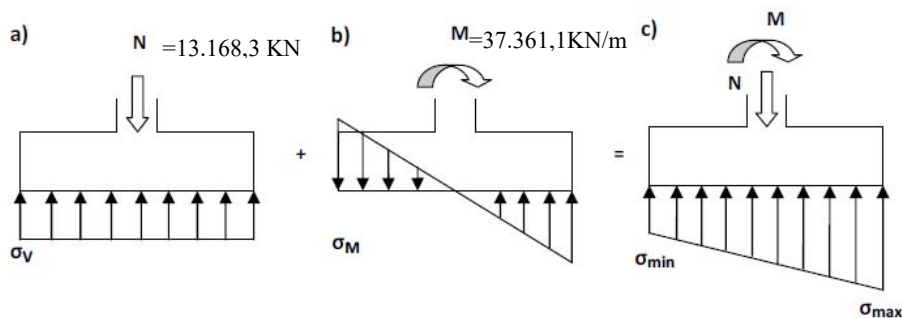


Figura 3.1.- Descomposición de la tensión bajo la zapata en esfuerzos: a) distribución uniforme por carga vertical, b) distribución lineal por momento flector, c) distribución total. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.

En las situaciones en que como en el caso de un aerogenerador el momento es más determinante que el axial, se genera una excentricidad que puede provocar que las cargas queden fuera del núcleo central de la sección, provocando esfuerzos de tracción en el extremo opuesto de la cimentación y el despegue de esta.

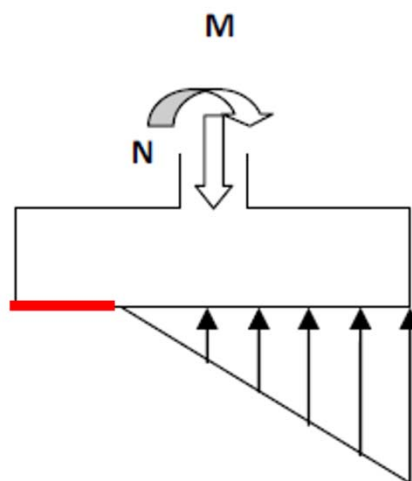


Figura 3.2.-Distribución de presiones triangular bajo la cimentación con zona de despegue en rojo. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.

En el caso de llegarse a la situación mencionada se produce una disminución en el área de la zapata que realmente trabaja, un cambio en el centro de gravedad con respecto al original y en la inercia.

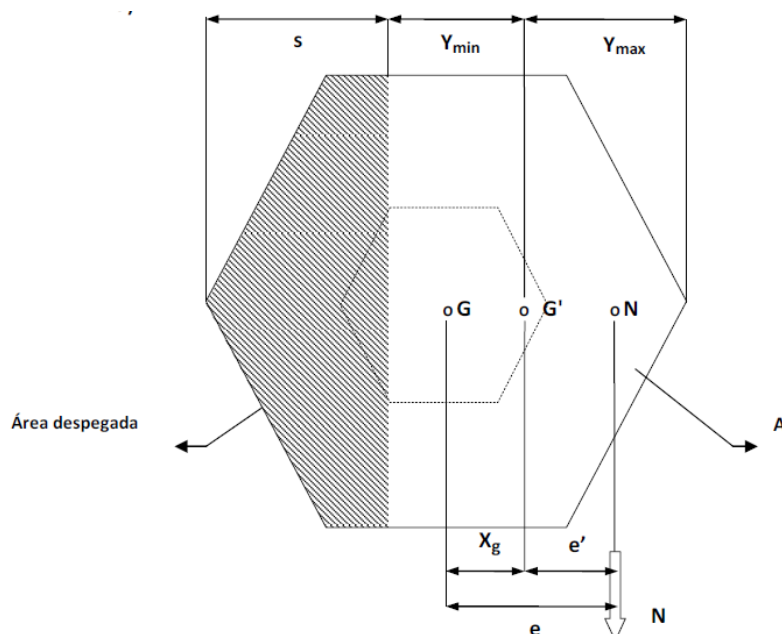


Figura 3.3.-Vista inferior de la zapata. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura.

Como se puede apreciar en la figura 3.3 debe cumplirse que la excentricidad (e) de las cargas respecto al centro de gravedad inicial de la zapata (G), sea igual al desplazamiento de dicho centro de gravedad (X_g) producido por el despegue, más la excentricidad (e') de las cargas respecto del nuevo centro de gravedad (G').

$$e = X_g + e' \quad (3.1)$$

Se debe calcular el despegue de la zapata siguiendo los siguientes pasos:

- Calcular e :

$$e=M/N \quad (3.2)$$

- Calcular e_{des} : Valor a partir del cual existe despegue.

$$e_{des}=W/A \quad (3.3)$$

- Verificar que $e \geq e_{des}$ y si por tanto existe despegue.
- En caso de existir despegue, imponer un valor de S y calcular las nuevas propiedades geométricas de la sección colaborante en función de dicho despegue. Se obtendrán $X_g(S)$ y $e'(S)$.
- Comprobar si $X_g(S)+e'(S)=M/N$. Si no coinciden, se repite el mismo proceso hasta encontrar el despegue (S) que hace cumplir la igualdad anterior.
- Concretado el despegue también se podrá concretar los valores de Y_{max} e Y_{min} necesarios para evaluar la tensión bajo la zapata. Las expresiones clásicas de resistencia de materiales quedan definidas según las ecuaciones (3.4) y (3.5).

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A'} + \frac{M - (X_g \cdot N)}{W_{min}} \quad (3.4)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A'} - \frac{M - (X_g \cdot N)}{W_{max}} \quad (3.5)$$

- Si la excentricidad es elevada $e > a/6$ la resultante puede quedar fuera del núcleo central de la zapata como muestra

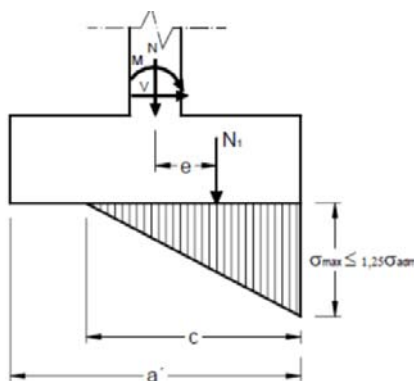


Figura 3.4 Detalle fuerza fuera núcleo central de la zapata

En este, caso el cálculo de la fuerza máxima en el extremo de la zapata se estima según la siguiente ecuación:

$$\sigma_{max} = \frac{4}{3} x \frac{4(N)}{(a-2e)xb} \quad (3.6)$$

En nuestro caso, se obtuvo una excentricidad de 2.88 m que es superior a $\frac{a}{6}$. Y la tensión máxima en el extremo de la zapata será igual a 152 KN/m².

3.2 Métodos estado límite como comprobación de cimentaciones superficiales

En este apartado nos vamos a centrar en las cimentaciones superficiales que son las que se van a modelizar y estudiar en el TFD.

Se entiende como cimentación superficial aquella que transmite las cargas de la estructura a las capas más superficiales del terreno. Cuando la profundidad de cimentación es claramente mayor que el ancho (o dimensión menor en planta) del elemento de cimentación (zapata), la cimentación debe considerarse semiprofunda o profunda.

Las cimentaciones deben de proyectarse, construirse y mantenerse de forma que sean capaces de soportar las solicitaciones a que puedan verse sometidas a lo largo de su vida útil deformándose dentro de unos límites establecidos.

Los métodos de estado limite comprenden una serie de cálculos establecidos que pretenden comprobar la seguridad de una cimentación.

Se define Estado Limite, como la situación de proyecto virtual en la que se deja de cumplir alguna condición previamente especificada.

Los estados limite en función de la gravedad de sus consecuencias se pueden dividir en dos grupos: estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS).

3.2.1 Estado limite último

Son estados controlados por las características del terreno. Se distinguen los siguientes modos de fallo que pueden dar lugar a un ELU y que son necesario comprobar en una cimentación superficial.

3.2.1.1 Estabilidad global

Es un fallo global de la cimentación sin que se produzcan fallos locales. Se producirá una superficie de deslizamiento que engloba a toda la cimentación en la que se sobrepasa la resistencia a cortante del terreno. Es típica de cimentaciones a media ladera o próximas a la coronación de taludes.

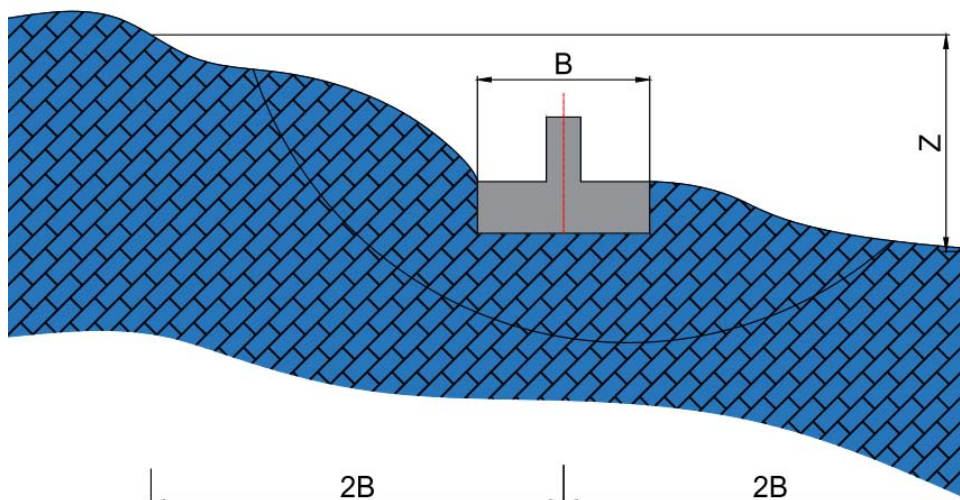


Figura 3.5.- Detalle del fallo global. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera

Los coeficientes de seguridad mínimos frente a la estabilidad global según la Guía de cimentaciones en Obras de carretera:

Tabla 3.1: Detalle coeficientes de seguridad frente a la estabilidad global. fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTA A LA ESTABILIDAD GLOBAL
<i>Casi permanente</i>	$F_1 \geq 1.50$
<i>Característica</i>	$F_2 \geq 1.30$
<i>Accidental</i>	$F_3 \geq 1.10$

3.2.1.2 Hundimiento

El fallo por hundimiento se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno, produciéndose movimientos verticales inadmisibles que arruinan la construcción que estaban soportando. Se trata de roturas del terreno bajo la cimentación que no implican la rotura del propio elemento de cimentación.

Para determinar el comportamiento del terreno se necesita llevar a cabo una campaña de reconocimiento del mismo (sondeos, calicatas, geofísica...), con los que determinar datos de especial relevancia (niveles freáticos, espesor de capas...) y la obtención de muestras para ensayar en el laboratorio que nos permitan obtener los parámetros que definen el comportamiento mecánico del substrato (Cohesión, Angulo de rozamiento interno, módulo de Young...). Con estos datos, conocidos como

parámetros geotécnicos y aplicando alguno de los criterios de rotura existentes se podrá estimar la **presión de hundimiento (Ph)**.

Una vez calculada la presión de hundimiento, se establece una presión de trabajo admisible máxima (σ_{adm}), dividiendo la presión de hundimiento por un factor de seguridad global.

$$\sigma_{adm} = \frac{Ph}{F_s} \quad (3.7)$$

Para cimentaciones superficiales, dicho factor de seguridad suele tomarse con valor $F_s=3$, aunque en ciertos casos, si se conocen con más precisión los parámetros resistentes del terreno y las cargas que se van a aplicar, pueden justificarse valores menores.



Figura 3.6.- Detalle fallo por hundimiento de cimentación.

Los coeficientes de seguridad mínimos frente al hundimiento según la guía de cimentaciones en obras de carretera:

Tabla 3.2: Detalle coeficientes de seguridad frente a la estabilidad global. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
<i>Casi permanente</i>	$F_1 \geq 3.00$
<i>Característica</i>	$F_2 \geq 2.60$
<i>Accidental</i>	$F_3 \geq 2.20$

La presión admisible en rocas puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$P_v \text{ adm} = P_0 * \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \sqrt[2]{\frac{q_u}{P_0}} \quad (3.8)$$

Donde:

P_{vadm} = Presión admisible.

P_0 = Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa.

q_u = Resistencia a compresión simple de la roca sana.

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ = Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas.

3.2.1.3 Deslizamiento

Este modo de fallo tiene lugar cuando las tensiones de corte en el plano de contacto terreno-zapata igualan o superan la resistencia al corte de dicho contacto. Se produce entonces un desplazamiento inadmisibles de la cimentación respecto al terreno de apoyo.

Este modo de fallo es especialmente significativo en aquellas cimentaciones que hayan de soportar acciones horizontales importantes.

No es necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea, en cualquier situación, inferior al 20%.

$$\frac{F_{estab}}{F_{desestab}} \geq FS = 1 \quad (3.9)$$

Los coeficientes de seguridad mínimos frente al deslizamiento según la guía de cimentaciones en obras de carretera:

Tabla 3.3: Detalle coeficientes de seguridad frente al deslizamiento. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
<i>Casi permanente</i>	$F_1 \geq 1.50$
<i>Característica</i>	$F_2 \geq 1.35$
<i>Accidental</i>	$F_3 \geq 1.10$

3.2.1.4 Vuelco

Las cimentaciones superficiales sometidas a cargas excéntricas respecto al centro de gravedad de su área de apoyo pueden alcanzar un estado limite último cuando el punto de paso de las resultantes de las acciones se aproxima al borde de la cimentación. Este fallo consiste en el giro excesivo del elemento de la cimentación y, por ende, de la estructura a la que sustenta.

Un aerogenerador está sometido a fuerzas horizontales importantes debidas a la fuerza del viento, que pueden generar que la resultante quede fuera del núcleo central de la cimentación, provocando un esfuerzo a tracción en el cimientto que comprometería la estabilidad de la estructura.

Existen dos tipos de vuelco: rígido y plástico. El vuelco rígido se produce al suponer que el eje de giro es la propia arista de la cimentación. En cambio, el vuelco plástico limita el valor de las tensiones en el momento teórico de vuelco, retranqueando el eje una cierta distancia respecto a la arista de la cimentación.



Figura 3.7.- a) vuelco rígido, b) vuelco plástico

Las acciones deben referirse al posible eje de giro y calcular el momento de cada una de ellas respecto a dicho eje. Se define como coeficiente de seguridad al vuelco:

$$F_v = \frac{\sum M_{\text{estabilizador}}}{\sum M_{\text{volcadores}}} \quad (3.10)$$

Los coeficientes de seguridad mínimos frente al vuelco según la guía de cimentaciones en obras de carretera:

Tabla 3.4: Detalle coeficientes de seguridad frente al vuelco. Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	
	VUELCO RIGIDO	VUELCO PLASTICO
<i>Casi permanente</i>	$F_1 \geq 2.00$	$F_1 \geq 1.50$
<i>Característica</i>	$F_2 \geq 1.80$	$F_2 \geq 1.30$
<i>Accidental</i>	$F_3 \geq 1.50$	$F_3 \geq 1.10$

3.2.2 Estado límite de servicio

Son estados que implican consecuencias menos graves que los ELU ya que no conducen a la ruina estructural, pero limitan su capacidad funcional, estética, de durabilidad.

En este estado, la obra deja de cumplir el cometido para el que fue proyectada para su normal funcionamiento.

Estos estados pueden producirse por movimientos importantes, roturas localizadas, vibraciones excesivas, o por otras causas.

3.3 Definición de las situaciones de proyecto

El concepto de situación de proyecto es útil para ordenar las comprobaciones a realizar en la cimentación. Es una representación simplificada de la realidad de la obra.

Para establecer la situación de proyecto es necesario definir:

- Geometría de la cimentación.
- Características del terreno (parámetros geotécnicos).
- Acciones

Cada situación de proyecto lleva asociada una duración de tiempo para la cual todos los factores que afectan a la seguridad no varían.

Para el estudio de este TFG, se estima que el aerogenerador tendrá una vida útil de **unos 25 años**. Los errores que se cometan en el diseño provocarán el desarrollo de grietas estructurales que son muy costosas de eliminar durante la fase de operación.

3.3.1 Geometría de la cimentación

Normalmente se recomiendan formas geométricamente sencillas para su correcto análisis, definidas por su anchura (B), longitud (L) y profundidad de cimentación (D).

En el presente estudio se utilizará una herramienta de cálculo en 3D, lo que nos permitirá evaluar geometrías más complejas.

Existen numerosos estudios en los que se comprobó la idoneidad de diferentes geometrías para la cimentación de los aerogeneradores, formas poligonales y circulares, dando todas ellas excelentes resultados a nivel mecánico, pero con unos costes asociados diferentes.

Para el presente TFG se modelizará una cimentación ortogonal en planta de 14x14 m, con una profundidad de empotramiento de 0.60 m con respecto a la superficie.

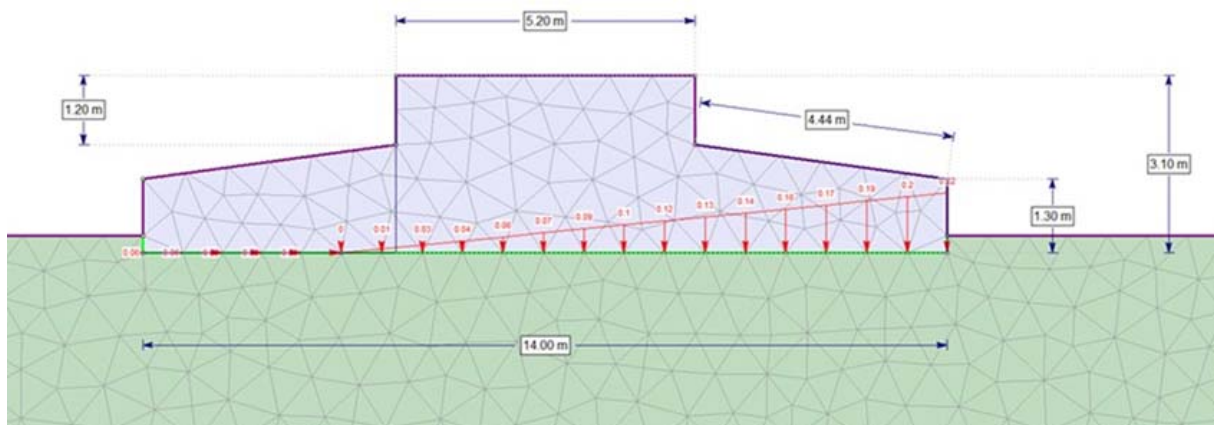


Figura 3.8.- Detalle de la geometría de la zapata utilizada en la simulación. Fuente: Análisis numérico de los efectos del grado de descomposición sobre los sitios del sistema básico de turbinas eólicas.

Es también de especial relevancia la geometría del terreno en el entorno de la cimentación, los límites que separan los distintos niveles. Se suelen estudiar contornos simplificados, que tratan de ajustarse para reflejar de la forma más precisa posible la realidad.

La situación del nivel freático es una variable más a tener en cuenta a nivel de proyecto, porque la variación de este a lo largo de la vida útil de la estructura puede ser determinante, al igual que su agresividad, que puede atacar al hormigón de las cimentaciones.

3.3.2 Características del terreno

Las características del terreno son fundamentales a la hora de estimar el comportamiento de este ante las sollicitaciones a las que va a ser sometido por la futura construcción de un aerogenerador.

Las principales características para evaluar desde el punto de vista de la seguridad son las relativas a la resistencia, la deformabilidad y la permeabilidad.

Estas características están definidas por una serie de parámetros conocidos como *parámetros geotécnicos* y para cuya determinación se precisa de la ejecución de ensayos de laboratorio sobre muestras representativas de los distintos materiales.

3.3.3 Acciones

Las acciones que intervienen en una estructura pueden tener diferentes orígenes y diferentes formas de aparición. Se van a considerar esencialmente las reacciones en los apoyos de la estructura.

Podemos clasificar las acciones según su permanencia en el tiempo en:

- Acciones permanentes (G): Son aquellas que actúan en todo momento, con intensidad constante y ubicación fija. Son acciones de este tipo:
 - Pesos propios y cargas muertas.
 - Empujes del terreno
 - Empujes y/o presiones y/o supresiones del agua.

En el caso de un aerogenerador, la acción permanente más determinante es el **peso propio**.

- Acciones variables (Q): Son aquellas que pueden actuar o no, y cuya intensidad y ubicación varía con el tiempo que dura la situación de proyecto. Son acciones de este tipo:
 - Cargas de uso o explotación.
 - Acciones climáticas (lluvia, viento, nieve...).
 - Aumentos transitorios del empuje, presión y/o supresión del agua.

Dentro de estas la más determinante para el caso de un aerogenerador es la acción del **viento**, más importante incluso que el peso propio de la estructura.

- Acciones accidentales (A): Son aquellas que, por su rareza, tienen una escasa probabilidad de ocurrencia. Son acciones de este tipo:
 - Inundaciones o avenidas extraordinarias.
 - Aumentos accidentales del empuje, presión y/o supresión del agua.
 - Choques impactos.
 - Sismos.

Las acciones pueden quedar representadas por diferentes valores:

- Valor característico: Es el principal valor representativo de todas las acciones (G_k, Q_k y A_k).
- Valor de cálculo: Mayoración que se da a algunas acciones multiplicando sus valores característicos por ciertos coeficientes, útil en el caso de cálculos estructurales. En cálculos geotécnicos los valores de cálculo de las acciones serán iguales que sus valores representativos.

Para las acciones variables tenemos otros valores representativos:

- Valores de combinación ($\psi_0 Q_k$): Valor de la acción cuando actúe con alguna otra acción variable para tener en cuenta la escasa probabilidad de que el valor más desfavorable de estas acciones se produzca de manera independiente.
- Valor frecuente ($\psi_1 Q_k$): Valor de la acción que será sobrepasado en un periodo de corta duración con respecto a la vida de la estructura.
- Valor casi permanente ($\psi_2 Q_k$): Valor de la acción que será sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura o bien el valor medio.

3.3.3.1 Combinación acciones

Según la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* del Ministerio de Fomento, las combinaciones que normalmente interesan en el estudio de problemas geotécnicos se pueden clasificar en:

- Combinación casi permanente: Es aquella en la que concurren acciones permanentes y algunas acciones variables, representadas por los valores siguientes:
 - Acciones permanentes: valor característico G_k
 - Acciones variables concomitantes: valor casi permanente $\psi_2 Q_k$
- Combinación característica: Es aquella en la que concurren las acciones permanentes y una acción variable principal, junto con otras acciones variables concomitantes. Los valores representativos para utilizar son:
 - Acciones permanentes: valor característico G_k
 - Acción variable dominante: valor característico Q_k
 - Otras acciones variables concomitantes: valor de combinación $\psi_0 Q_k$
- Combinación accidental sin sismo: Es aquella en la que figura alguna acción accidental o extraordinaria junto con otras acciones permanentes, y las posibles acciones variables concomitantes con la situación accidental en cuestión. Los valores correspondientes son:
 - Acciones permanentes: valor característico G_k
 - Acción accidental: valor característico A_k
 - Acción variable dominante: valor frecuente $\psi_1 Q_k$
 - Otras acciones variables concomitantes: valor de combinación $\psi_2 Q_k$
- Combinación sísmica: Es aquella en la que concurre la acción sísmica con las acciones permanentes y algunas acciones variables. Los valores de cálculo a utilizar son los siguientes:
 - Acciones permanentes: valor característico G_k
 - Acción sísmica: valor característico A_k
 - Acciones variables: valor casi permanente $\psi_2 Q_k$

3.4 Cargas transmitidas a la cimentación

Existen dos tipos de cargas transmitidas a la cimentación en el caso de un aerogenerador:

- Cargas gravitatorias: cargas estáticas y dinámicas resultantes de la acción de las vibraciones, rotación de las palas, gravedad y la actividad sísmica.
- Cargas aerodinámicas: cargas estáticas y dinámicas resultantes de la acción del flujo de aire y su interacción con las partes de la estructura.

La determinación de las acciones generadas por el viento sobre el rotor cuando el aerogenerador se encuentra en funcionamiento debe realizarse teniendo en cuenta consideraciones aerodinámicas o ensayos de laboratorio.

En la *Tabla 3.5* se muestran los valores adoptados para cada tipo de acción actuante en el aerogenerador:

Tabla 3.5: Valores estimados para las acciones. Fuente: Análisis numérico de los efectos del grado de descomposición sobre los sitios del sistema básico de turbinas eólicas.

ACCIONES GRAVITATORIAS		ACCIONES AERODINÁMICAS		MOMENTO (M)
Peso del fuste (P_f)	Peso góndola (P_g)	Fuerza sobre el rotor (F_{v1})	Fuerza sobre el fuste (F_{v2})	
13.168,3 KN		522.9 KN		37.361,1 KNm

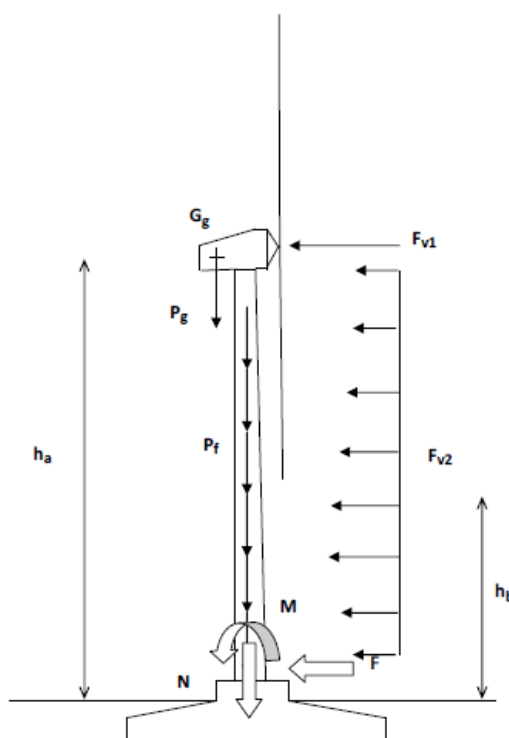


Figura 3.9.- Acciones en la estructura. Fuente: Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura

Los esfuerzos transmitidos a la cimentación:

$$N=P_g+P_f \quad (3.11)$$

$$F=F_{v1}+F_{v2} \quad (3.12)$$

$$M=F_{v1}*h_a+F_{v2}*h_b \quad (3.13)$$

N : Carga vertical causada por el peso de la estructura y la góndola.

F : Fuerza horizontal causada por el empuje del viento sobre el rotor y el fuste.
Puede actuar en cualquier dirección.

M : Momento flector causado por el empuje del viento sobre el rotor y sobre el fuste

CAPITULO 4

4. MACIZO ROCOSO

4.1 Conceptos generales

Las cimentaciones de los aerogeneradores debido al tipo de cargas que reciben deben de apoyarse en niveles competentes de capacidad portante alta, substratos rocosos o suelos duros. Si estos niveles están próximos a la superficie se pueden utilizar cimentaciones directas, y cuando esto no ocurre se llevan a cabo cimentaciones profundas.

Para realizar la simulación de este TFG se va a considerar como nivel de cimentación directa un substrato rocoso ígneo de origen volcánico, rocas andesíticas.

Las andesitas son rocas de una elevada resistencia, pero los macizos rocosos están atravesados por distintas estructuras geológicas como pueden ser las fallas y pliegues, y discontinuidades tales como estratificaciones, foliaciones y diaclasas, y se pueden encontrar con un grado de alteración diferente. En su conjunto toda esta serie de características definen la estructura del macizo rocoso y su comportamiento.

Los macizos rocosos por tanto son discontinuos y presentan propiedades heterogéneas y anisótropas.

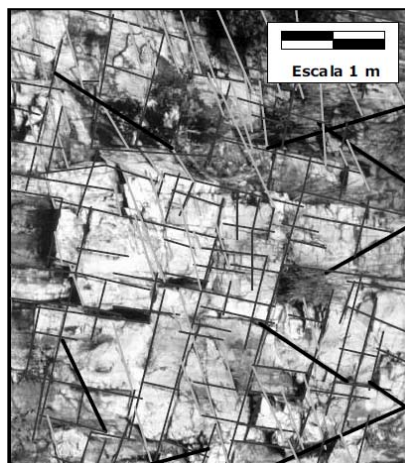


Figura 4.1.- Detalle macizo rocoso. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes

La mecánica de rocas es la ciencia teórica y aplicada que estudia el comportamiento mecánico de las rocas y de los macizos rocosos. En este apartado se tratará de analizar todas las propiedades mecánicas que condicionan el comportamiento

del macizo rocoso y nos ayudara a evaluar cómo se va a comportar ante solicitaciones verticales y horizontales, tales como la carga de una estructura o la fuerza del viento.

Algunas de estas propiedades mecánicas como son la resistencia y la deformabilidad se pueden medir a través de ensayos estándar y son fundamentales para entender el comportamiento del macizo y su evaluación mediante técnicas analíticas o numéricas.

4.2 Diferencias entre mecánica de rocas y de suelos

Inicialmente se consideraba a la mecánica de rocas como una disciplina derivada o subordinada de la mecánica de suelos, aunque a pesar de la similitud en los principios básicos existen una serie de aspectos clave que permiten la clara distinción de ambas:

- Los procesos de rotura en rocas intactas implican mecanismos de fracturación como generación y crecimiento de grietas en un medio pseudo-continuo, mientras que en suelos la rotura no afecta a la integridad mecánica de cada uno de los granos individuales.
- Los suelos en condiciones normales de operación se suelen encontrar sometidos a campos de tensiones débiles, siendo lo contrario lo más usual en las rocas.
- Las rocas suelen tener módulos elásticos manifiestamente mayores que los suelos al igual que la resistencia.
- El flujo de agua en las rocas se produce a través de fisuras o canales determinados, mientras que en los suelos el flujo se produce a través de los poros que deja el entramado de partículas sólidas.

A grandes rasgos, se podría decir desde el punto de vista mecánico que un suelo es un medio continuo formado de multitud de pequeños elementos discontinuos mientras que un macizo rocoso sería un medio discontinuo formado por un número finito de grandes elementos continuos.

4.3 Caracterización de las propiedades resistentes de los macizos

En este apartado trataremos el comportamiento y caracterización de macizos rocosos en lo que se refiere a sus propiedades elásticas y criterios de rotura. Estas propiedades son relativamente fáciles de conocer en la matriz rocosa, pero en los macizos rocosos el complejo entramado de rocas y discontinuidades hace que todavía no sean bien conocidas.

A continuación, se presenta el procedimiento para establecer la resistencia de pico de un macizo rocoso partiendo los criterios de Hoek y Brown.

4.3.1 Criterio de rotura de Hoek y Brown

Es el criterio más utilizado en la actualidad en el estudio del comportamiento de los macizos rocosos.

El criterio se puede expresar como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_3 \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2} \quad (4.1)$$

En donde:

σ_1 =tensión efectiva principal máxima

σ_3 =tensión efectiva principal mínima

Para el caso de roca intacta el valor de $S_i=1$, mientras “ σ_{ci} ” y “ m_i ” serán parámetros característicos de la roca que se obtendrán a partir de ensayos de laboratorio de tipo compresión simple en el caso de “ σ_{ci} ” y triaxiales para el caso de “ m_i ” a partir de la ecuación:

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 = m_i \cdot \sigma_{ci} \sigma'_3 + \sigma_{ci}^2 \quad (4.2)$$

También se puede calcular la constante m_i a partir de la siguiente ecuación conocidas previamente la resistencia a tracción y compresión uniaxial de las probetas de roca mediante ensayos de laboratorio:

$$m_i = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_t} - \frac{\sigma_t}{\sigma_{ci}} \quad (4.3)$$

En el caso del macizo rocoso, estas constantes se pueden estimar a partir del índice empírico GSI -Geological Strength Index-, que se corresponde con los cuatro primeros parámetros del RMR de Bieniawski y que más adelante describiremos.

Las relaciones de m_{md} y s_{md} del macizo rocoso sano con m_i (parámetro de la roca intacta) y GSI (estimado en campo) para macizos rocosos sanos son los siguientes:

$$m_{md} = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{14}} \quad (4.4)$$

$$s_{md} = e^{\frac{GSI-100}{6}} \quad (4.5)$$

La adaptación del criterio de Hoek y Brown para su aplicación en macizos rocosos de mala calidad llevo a la actualización de la expresión 4.1, que paso a expresarse como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (\text{Hoek et al, 2002}) \quad (4.6)$$

Donde m_b es un valor deducido de la constante de la roca intacta m_i , que vendrá dada por:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (4.7)$$

s y a son constantes propias del macizo rocoso que vendrán dadas por las siguientes expresiones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (4.8)$$

D es un factor que depende del grado de perturbación al que haya sido sometido el macizo rocoso debido a los daños ocasionados por la voladura y la relajación tensional, y varía entre 0 para macizos sanos y 1 para macizos muy perturbados.

El criterio de Hoek-Brown solo se puede aplicar al material rocoso intacto o a los macizos rocosos fracturados que puedan considerarse homogéneos e isotrópicos, teniendo poca utilidad en macizos con una sola familia de discontinuidades o dos en las que una de ellas tenga un efecto dominante sobre la otra.

A partir del criterio de rotura de Hoek-Brown se pueden calcular la cohesión y el ángulo de rozamiento, que son parámetros del criterio de rotura de Mohr-Coulomb con los que suelen trabajar la mayoría de los programas geotécnicos. Existen diferentes propuestas en la bibliografía para pasar de la parábola de Hoek-Brown a la recta de Mohr-Coulomb, tales como la de Celada (1994) o la de Hoek et al. (2002), y programas como el Rock Lab que aúnan diferentes propuestas y nos facilitan el trabajo.

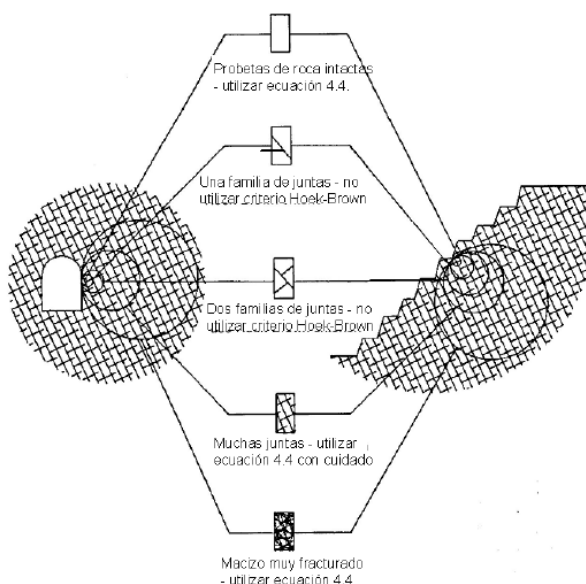


Figura 4.2.- Condiciones de aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes

4.4 Caracterización de las propiedades de deformabilidad de los macizos rocosos

Al igual que la resistencia definida anteriormente, las propiedades de deformabilidad son difíciles de determinar, pero de vital importancia en la simulación numérica para conseguir obtener una aproximación al comportamiento real lo más precisa posible. Por eso todos los modelos analíticos y numéricos de estimación del comportamiento mecánico de los materiales necesitan de los macizos rocosos, sus valores del módulo elástico E_M y coeficiente de Poisson V_m .

4.4.1 Estimación del módulo elástico de young E_M

Se ha intentado determinar a través de fórmulas empíricas que lo relacionan con la calidad geotécnica del macizo, porque los ensayos de laboratorio no reflejan muy bien el comportamiento de la estructura del macizo.

Las fórmulas más clásicas son las de Bieniawski (1978) y Serafin y Pereira (1983) que se expresan respectivamente por las siguientes ecuaciones

$$E_M \text{ (GPa)} = 2 \cdot \text{RMR} - 100 \quad (4.9)$$

$$E_M \text{ (GPa)} = 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \quad (4.10)$$

La primera de las ecuaciones tiene validez para $60 < \text{RMR} < 100$, y la segunda para un $40 < \text{RMR} < 100$.

En el caso de macizos de muy mala calidad a fin de tener en cuenta la influencia de la roca intacta Hoek-Brown (1998) y Hoek y Diederichs (2005) proponen unas nuevas expresiones en las que el RMR es remplazado por el GSI y se tiene en cuenta el grado de perturbación del macizo:

$$E_M \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{\text{GSI}-10}{40}} \quad (4.11)$$

$$E_M \text{ (GPa)} = 100 \cdot \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25 \cdot D - \text{GSI})/11)}} \right) \quad (4.12)$$

Finalmente, Ramamurthy (1986) y tras observarse que las estimaciones efectuadas del módulo elástico daban valores demasiado conservadores propusieron expresiones aplicables para macizos estratificados en las que se relaciona el valor del módulo de deformación de la matriz rocosa E_R calculado mediante ensayos de laboratorio con el módulo de deformación del macizo E_M y con el RMR.

$$E_M = E_R \cdot e^{(0.0217 - \text{RMR} \cdot 2.17)} \quad \text{discontinuidades horizontales} \quad (4.12)$$

$$E_M = E_R \cdot e^{(0.0564 - \text{RMR} \cdot 5.64)} \quad \text{juntas inclinadas} \quad (4.13)$$

4.4.2 Estimación del coeficiente de Poisson del macizo rocoso ν_M

Su influencia en las simulaciones suele ser bastante pequeño. Su variabilidad natural suele ser 0.15-0.45 por lo que no se suele prestar mucha atención a su estimación.

Se puede estimar de forma orientativa el coeficiente de Poisson del macizo rocoso a través de las tablas generales de macizos de Hoek y Brown (1985) y a veces en macizos rocosos de buena calidad se puede asumir que es el mismo que el estimado mediante ensayos de laboratorio.

4.5 Clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos

Los sistemas de clasificación de los macizos rocosos tienen por objeto evaluar sus características para determinar de forma cuantitativa su calidad.

Su caracterización requiere el conocimiento de los siguientes parámetros:





- Resistencia y comportamiento de la roca.
- Familias de discontinuidades existentes.
- Espaciado de los planos de discontinuidad y fracturación del macizo.
- Caracteres geomecánicos de las discontinuidades: continuidad, rugosidad, separación y resistencia de los labios, meteorización y relleno.
- Condiciones del agua en las juntas.
- Tensiones in situ, naturales e inducidas.
- Alteraciones producidas en el macizo rocoso por las excavaciones.

Existen diversos métodos de clasificación de los macizos rocosos que han de ser claros para que al aplicarlos no sea posible asignar a un macizo dos categorías distintas. Sería una buena práctica utilizar distintos métodos para clasificar un macizo para así poder correlacionarlos entre sí.

Las clasificaciones más utilizadas son el RMR de Bieniawski (1973) y el sistema Q de Barton, Lien y Lunde (1974) cuya principal aplicación se centraba en las excavaciones subterráneas, particularmente en túneles. Aunque posteriormente se modificaron para poder ser aplicadas en otros ámbitos como la estabilidad de taludes o la minería.

Actualmente se están introduciendo en la evaluación de la resistencia y comportamiento mecánico de los macizos rocosos. La obtención de esta información a partir de ensayos de laboratorio sobre muestras de pequeñas dimensiones, es uno de los problemas con los que se encuentra la mecánica de rocas, y se busca la ayuda de las clasificaciones como la propuesta por Hoek y Brown (1988) para la obtención de esta información de la forma más representativa posible. Estos autores crearon la clasificación denominada GSI, basada inicialmente en el RMR, pero que actualmente está completamente independizada y que es en la que nos vamos a centrar.

Tabla 4.1 Tabla estimativa constantes m_{ms}/m_b , s , a , módulo de Young, GSI y coeficiente de Poisson del macizo rocoso en función de la estructura y la calidad del macizo rocoso. Hoek et al., 1994

ESTRUCTURA		CONDICION SUPERFICIAL DE LAS JUNTAS				
		MUY BUENA Superficies rugosas e inalteradas	BUENA Superficies rugosas, algo meteorizadas, con manchas de óxido	MEDIA Superficies lisas, moderadamente meteorizadas, alteradas	MALA Superficies con espejos de falla, muy alteradas, con recubrimientos compactos o rellenos que contienen fragmentos angulares de rocas	MUY MALA Superficies con espejos de falla, muy meteorizadas, con recubrimientos de arcillas blandas
	m_b/m_i	0.60	0.40	0.26	0.16	0.08
	s	0.190	0.062	0.015	0.003	0.0004
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	E_m	75,000	40,000	20,000	9,000	3,000
	GSI	85	75	62	48	34
	m_b/m_i	0.40	0.29	0.16	0.11	0.07
	s	0.062	0.021	0.003	0.001	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.53
	E_m	40,000	24,000	9,000	5,000	2,500
	GSI	75	65	48	38	25
	m_b/m_i	0.34	0.17	0.12	0.08	0.06
	s	0.012	0.004	0.001	0	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.55
	E_m	18,000	10,000	6,000	3,000	2,000
	GSI	60	50	40	30	20
	m_b/m_i	0.17	0.12	0.08	0.06	0.04
	s	0.004	0.001	0	0	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.55	0.60
	E_m	10,000	6,000	3,000	2,000	1,000
	GSI	50	40	30	20	10

4.5.1 La clasificación GSI (geological strength index)

Esta clasificación ha sido desarrollada para poder estimar los parámetros m_b y s del criterio de rotura de Hoek y Brown (1980), porque un criterio de rotura de macizos rocosos no puede considerarse sólido si no está relacionado con una clasificación geomecánica.







La clasificación GSI elimina parámetros presentes en el RMR y la Q de Barton tales como el agua subterránea, la orientación de la estructura geológica o el estado tensional, que son parámetros con poca importancia para la definición de un criterio de rotura, porque en estos, los cálculos tensionales se realizan en tensiones efectivas e incluyen ya la presión de agua y las tensiones existentes en el macizo.

La clasificación GSI es cualitativa basada en una minuciosa observación del macizo en afloramientos y en los testigos de sondeos para valorar su estructura y el estado de las discontinuidades. Combina dos aspectos importantes del comportamiento de los macizos rocosos: su fracturación (tamaño y forma de los bloques) y la resistencia al corte de las discontinuidades.

Se trata de una clasificación basada en un comportamiento isótropo del macizo rocoso, por lo que no es utilizable en aquellos macizos como los pizarrosos en los que existe una dirección estructural dominante que por su debilidad controla la rotura.

Tampoco se debe utilizar el GSI en macizos rocosos poco fracturados, constituidos por rocas de alta resistencia en los que el espaciado de las discontinuidades es del mismo orden que la altura del talud. En estos macizos es muy probable que la estabilidad del talud dependa únicamente de la resistencia de las discontinuidades.

En macizos de buena calidad se puede estimar la GSI a partir del RMR de 1976, valorando con un 10 el parámetro correspondiente al agua, y con un cero el que recoge el efecto de la orientación de las discontinuidades.

ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
		MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
		CALIDAD DECRECIENTE DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES \Rightarrow				
	INTACTO O MASIVO Muestras intactas de roca o macizos rocosos masivos con pocas discontinuidades muy espaciadas.	90			N/A	N/A
	FORMADO POR BLOQUES Macizo rocoso consistente en bloques cúbicos delimitados por tres familias de discontinuidades, con los bloques bien encajados.	80	70			
	FORMADO POR MUCHOS BLOQUES Macizo rocoso formado por bloques angulares de muchas caras delimitados por cuatro o más familias de discontinuidades. Los bloques están encajados pero sólo parcialmente.		60	50		
	FORMADO POR MUCHOS BLOQUES, DISTORSIONADO Y BANDEADO Plegado con muchos bloques angulares formados por la intersección de muchas familias de discontinuidades. Planos de estratificación o de esquistosidad persistentes.		40		30	
	DESINTEGRADO Macizo rocoso muy fracturado con una mezcla de bloques angulares y redondeados débilmente encajados.				20	
	LAMINADO Y CIZALLADO Debido a la existencia de numerosos planos débiles muy próximos de esquistosidad o de cizalla, no existen bloques.	N/A	N/A			10

ENCAJE DECRECIENTE ENTRE LOS TROZOS DE ROCA \downarrow

MUY MALA : superficies con espejo de falla altamente meteorizadas con recubrimientos o rellenos de arcillas blandas

Figura 4.3.- Ejemplo de estimación del Índice de Resistencia Geológica para macizos geológicos fracturados (Hoek y Marinos 2000). Fuente: *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*

Se completará la identificación definiendo el color y el tamaño de grano, con la ayuda de una regla.

Tabla 4.2: Tamaños de grano. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.

<i>Término</i>	<i>Tamaño de grano</i>	<i>Equivalencia con los tipos de suelos</i>
Grano grueso	>2 mm	Gravas
Grano medio	0.06-2 mm	Arenas
Grano fino	<0.06 mm	Limos y arcillas

Las observaciones más prácticas son:

- Forma general de los granos.
- Color y transparencia
- Presencia o ausencia de exfoliación.
- Presencia o ausencia de maclado y tipo de macla.
- Dureza.

[illegible]

Figura 4.4.- Clasificación de rocas para usos geotécnicos (ISRM). Fuente: Ingeniería geológica Luis I. González Vallejo

4.6.2 Meteorización

Se denomina meteorización de una roca a las modificaciones en su composición y estructura como consecuencia de los agentes atmosféricos. Su importancia dentro de la mecánica de rocas se debe a que produce cambios en las propiedades físicas y mecánicas de los materiales rocosos.

Se pueden distinguir dos tipos de meteorización, física y química, y el que predomine una u otra depende del clima, y sus efectos serán distintos dependiendo del tipo de material afectado, su composición mineralógica y sus propiedades texturales y estructurales.

La meteorización física actúa directamente sobre la roca, de tal forma que la rompe y la disgrega, aumentando la superficie expuesta a la atmosfera. Como consecuencia de la alteración mecánica se pueden abrir las discontinuidades existentes o crearse otras nuevas al romperse los contactos entre granos.

La meteorización física incluye las siguientes acciones:

- Arranque directo de partículas por erosión.
- Acción destructora debido a la congelación del agua en grietas (fracturación por heladas).
- Modificaciones producidas por los cambios de volumen de la roca debidos a cambios de temperatura (Isolación).
- Cristalización de sales en poros o grietas de las rocas.
- Acción de las plantas, especialmente las raíces de algunos árboles.

La meteorización química descompone la roca destruyendo sus componentes y sus resultados van desde la decoloración de la matriz rocosa hasta la descomposición de los minerales. Sus acciones tienen lugar en presencia de agua y están controladas por la temperatura, siendo más abundantes e intensas en regiones climáticas húmedas que en zonas de clima seco. Las más importantes son:

- Oxidación, combinación de un elemento con oxígeno, perdiendo electrones y fijando oxígeno.
- Reducción, reacción química por la que un elemento pierde oxígeno.
- Hidratación, incorporación o adición de agua a un mineral o compuesto para formar otro.
- Hidrólisis, desdoblamiento o descomposición de un compuesto químico o sustancia por acción del agua.
- Disolución, descomposición de minerales por acción del agua.

El grado de meteorización es un aspecto muy importante en la caracterización de la matriz rocosa, ya que, en función de este, se modifican sus propiedades mecánicas. Según aumenta la meteorización aumenta la porosidad, permeabilidad y deformabilidad, al tiempo que disminuye la resistencia del material.

A causa de la meteorización la roca va pasando gradualmente a suelo a través de una serie de estadios intermedios, en cuya descripción se basan las escalas de meteorización normalmente utilizadas en la mecánica de rocas.

Tabla 4.3.- Ejemplo de escala de meteorización de un granito según D.G. Moya

Grado de meteorización	Denominación	Criterios de reconocimiento
I	Sana	Roca no meteorizada. Las micas y los feldespatos están lustrosos.
II	Sana con juntas teñidas de óxidos	Las caras de las juntas están manchadas o cubiertas con hematitas y limonita, pero el bloque de roca entre juntas no está meteorizado.
III	Moderadamente meteorizada	Claramente meteorizada a través de la petrofábrica. La alteración se manifiesta por manchas de óxidos de hierro y ligera descomposición de los feldespatos, pero la resistencia es muy similar a la de la roca sana.
IV	Muy meteorizada	Meteorización acusada del conjunto, pero con resistencia tal, que piezas aproximadamente de 25 cm ² de sección transversal no pueden romperse a mano.
V	Completamente meteorizada	Roca intensamente meteorizada, con aspecto de suelo, que puede romperse y desmenuzarse a mano, pero se puede reconocer todavía la fábrica original de la roca.

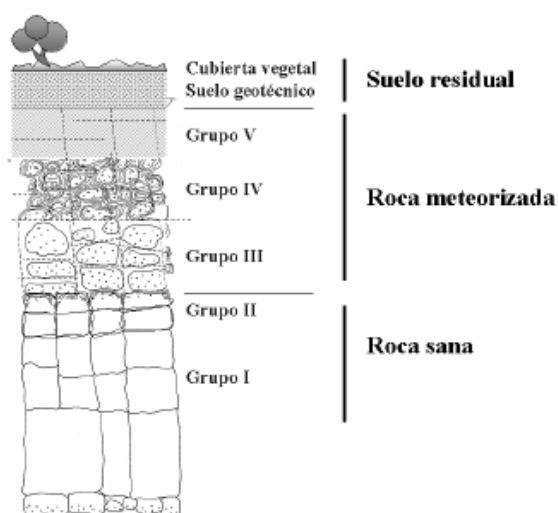


Figura 4.5.- Interpretación gráfica de la escala de meteorización del granito según D.G. Moya



Figura 4.6.- Gneis granular alterado en grado II. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.



Figura 4.7.- Calizas grado de alteración IV.

4.6.3 Resistencia

La resistencia a compresión simple es una propiedad de la matriz rocosa que junto con los parámetros deformacionales elásticos, módulo de Young y coeficiente de Poisson, sirve para caracterizar y clasificar al material.

La resistencia de la matriz rocosa se determina en laboratorio mediante ensayos de compresión uniaxial, pero puede ser estimada en afloramientos mediante índices indirectos o con ensayos de campo sencillos como el ensayo de carga puntual o el martillo Schmidt.



Figura 4.8.- Detalle determinación en campo de la resistencia de la matriz rocosa mediante el martillo Schmidt. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes

La resistencia de las rocas se puede también determinar en el campo utilizando una navaja y un martillo de geólogo, aunque con menos precisión que un martillo Schmidt.

Grado	Descripción	Identificación de campo	Valor aproximado de la resistencia a compresión simple en MPa
R 0	Extremadamente débil	Se puede penetrar con el dedo pulgar	0,25-1,0
R 1	Muy débil	Deleznable bajo golpes fuertes con la parte puntiaguda del martillo geológico; puede cortarse con una navaja.	1,0-5,0
R 2	Débil	Puede cortarse con dificultad con una navaja; se pueden hacer marcas poco profundas golpeando fuertemente la roca con la punta del martillo	5,0-25
R 3	Media	No se puede cortar con una navaja; las muestras se pueden romper con un golpe firme con el martillo.	25-50
R 4	Resistente	Se necesita más de un golpe con el martillo geológico para romper la muestra.	50-100
R 5	Muy resistente	Se necesitan muchos golpes con el martillo geológico para romper la muestra.	100-250
R 6	Extremadamente resistente	Sólo se pueden desprender esquirlas de la muestra con el martillo geológico.	>250

Tabla 4.4.- Identificación resistencia de las rocas de forma rápida en campo. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.

4.6.4 Estructura del macizo rocoso

Se denomina estructura del macizo rocoso al conjunto de fallas, diaclasas, pliegues y demás características geológicas propias de una determinada región de este incluyendo la roca existente en ella.

Una discontinuidad es una superficie del macizo rocoso que está abierta o puede abrirse sin ofrecer resistencia a la tracción, al actuar sobre ella tensiones inducidas al macizo, y pueden aparecer durante la formación del macizo o de forma posterior, por causas tectónicas.

Se pueden distinguir los siguientes tipos de discontinuidades:

- Estrato: Nivel simple de litología homogénea o gradacional, depositado de forma paralela a la inclinación de la formación.
- Laminación: Superficie de discontinuidad a pequeña escala que da a la roca un aspecto laminar. Suelen ser láminas más pequeñas y menos pronunciadas que la estratificación.
- Esquistosidad: La esquistosidad es una laminación de origen tectónico o metamórfico en láminas u hojas paralelas, generalmente producido en rocas de grano fino. Existen varios tipos de esquistosidad:
 - Esquistosidad de fractura: Es debida a una serie de microfallas o micropliegues-falla muy próximos, espaciados del orden de algunos milímetros que separan láminas sin orientar minerales.
 - Esquistosidad de flujo: Debida a un aplastamiento que origina un reajuste de la textura de la roca dando lugar a una orientación paralela de todos los minerales, recrystalizaciones y disoluciones orientadas, sin destruir todas las trazas de la estratificación.
 - Foliación: Es una etapa avanzada de la esquistosidad de flujo que se produce cuando aumentan las condiciones de presión y temperatura y

aparecen minerales metamórficos orientados cada vez de mayor talla. La roca se convierte en una serie de hojas con diferentes minerales entre cada dos planos de anisotropía.

- Pizarrosidad: Es la propiedad de las rocas de aspecto laminar de poder dividirse en hojas delgadas. Implica un cierto metamorfismo.
- Fallas y juntas: Son planos de discontinuidad producidos cuando el macizo rocoso ha estado sometido a un esfuerzo tectónico que han sobrepasado su límite de rotura. Cuando las dos secciones separadas por la rotura han sufrido desplazamiento relativo por efecto de tensiones cortantes, esta se denomina falla, en caso contrario se denomina junta.

Las juntas pueden producirse también por la descompresión del macizo rocoso producidas por erosión o por cambios de volumen diferencial.



Figura 4.9.- Detalle diaclasado macizo granítico. Fuente: Banco de fotos geológicas.



Figura 4.10.- Detalla falla vertical. Fuente: Banco de fotos geológicas.

4.6.5 Caracteres geomecánicas de las discontinuidades

4.6.5.1 Orientación

En geotecnia lo normal es definir las discontinuidades mediante su dirección de buzamiento y la pendiente de la línea de máxima pendiente con la horizontal. Así pues, una dirección de 90/32, pertenece a una discontinuidad que forma 90° con el norte verdadero en el sentido de las agujas del reloj y una inclinación con respecto al plano horizontal de 32°.

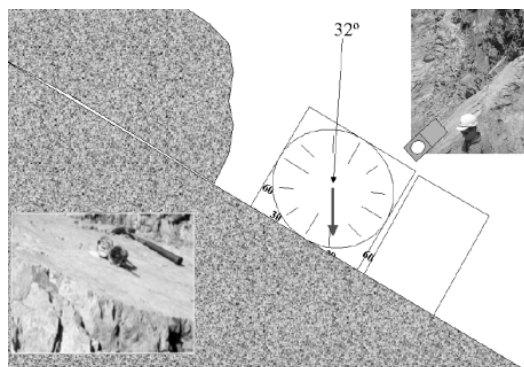


Figura 4.11.- Determinación de la orientación de un plano de discontinuidad. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes.

En la toma de datos con la brújula hay que tener en cuenta la declinación magnética que actualmente en la península es de 7° al Noroeste del Norte geográfico.

La orientación de unas discontinuidades con respecto a las otras es básico para determinar la forma y dimensiones de los bloques de roca existentes en el macizo rocoso y de su orientación con respecto a los taludes depende el tipo de bloque que puede desprenderse.

4.6.5.2 Espaciado

Se denomina espaciado a la distancia entre dos planos de discontinuidad consecutivos y de una misma familia medida está en la dirección perpendicular a dichos planos. El espaciado influye en el comportamiento del macizo rocoso y define el tamaño de los bloques de la matriz rocosa. Si el espaciado es pequeño, es decir la red de fracturación es muy densa, la resistencia del macizo rocoso disminuye de forma considerable, pudiendo incluso en los casos extremos presentar un comportamiento típico de materiales granulares.

Tabla 4.5.- Terminología de espaciados recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981)

Descripción	Espaciado en mm
Extremadamente cerrado	< 20
Muy cerrado	20-60
Cerrado	60-200
Moderado	200-600
Abierto	600-2000
Muy abierto	2000-6000
Extremadamente abierto	>6000

Tiene también mucha importancia en la permeabilidad del macizo rocoso y por tanto en la circulación de agua a través de este.

Para su determinación se utiliza una cinta métrica de al menos tres metros que se coloca perpendicularmente a la familia de juntas que se quiere determinar registrándose la distancia entre discontinuidades adyacentes. Como norma general la longitud de muestreo debe ser diez veces superior al espaciado estimado



Figura 4.12.- Determinación del espaciado de una familia de discontinuidades. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.

4.6.5.3 Continuidad

Se define como continuidad de un plano de discontinuidad a su longitud o extensión superficial observada en la dirección del rumbo y en la del buzamiento, cuantificando el valor de ambas. Es un parámetro de difícil cuantificación porque no siempre los afloramientos permiten su determinación.



Figura 4.13.- Determinación de la continuidad de una familia de discontinuidades. Fuente: Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes.

Las discontinuidades se pueden clasificar por el tamaño mediante la terminología de la tabla recomendada por ISRM (Brown, 1981).

Tabla 4.6.- Terminología de continuidad o persistencia por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) (Brown, 1981)

Término	Continuidad en m
Muy pequeña	<1
Pequeña	1-3
Media	3-10
Grande	10-20
Muy grande	>20

4.6.5.4 Rugosidad

La rugosidad de la superficie de una discontinuidad es un parámetro de gran importancia ya que determina en parte la resistencia al corte de esta, a mayor rugosidad mayor es la resistencia de los planos de discontinuidad y su influencia decrece con el aumento de la abertura, del espesor del relleno y con el desplazamiento experimentado entre las paredes.

La rugosidad se puede caracterizar según dos factores:

- La ondulación a escala decimétrica-métrica:
 - Plana
 - Ondulada
 - Escalonada
- La aspereza a escala milimétrica y centimétrica:
 - Pulida
 - Lisas
 - Rugosa

La ondulación y la rugosidad determinan la dirección de desplazamiento de los planos, gobernando la resistencia al corte para las distintas direcciones. Su influencia en la resistencia al corte de las discontinuidades se puede determinar mediante ensayos de laboratorio.

Para determinar la rugosidad existen diversos métodos dependiendo de la exactitud requerida, de la escala de medida o de la accesibilidad al afloramiento, incluyendo desde estimaciones cualitativas hasta cuantitativas.

El método más utilizado y rápido es el que permite estimar directamente el aspecto de la discontinuidad comparándola directamente con unos perfiles estándar de rugosidad.











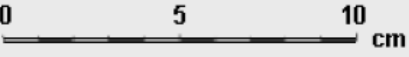
PERFILES DE RUGOSIDAD		JRC
1		0 - 2
2		2 - 4
3		4 - 6
4		6 - 8
5		8 - 10
6		10 - 12
7		12 - 14
8		14 - 16
9		16 - 18
10		18 - 20
		

Figura 4.14.- Escala de rugosidad definida por perfiles de 10 cm de longitud. Fuente: *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*.

Consta de 10 perfiles de 10 cm de longitud cada uno, y se obtiene con ella el coeficiente de rugosidad determinado JRC, propuesto por Barton y Choubey (1977), que lo utilizaron en su fórmula para determinar la resistencia al corte de las discontinuidades.

4.6.5.5 Resistencia de las paredes de la discontinuidad

La resistencia a compresión de la pared de la discontinuidad es un parámetro que influye en la resistencia al corte y deformabilidad del plano de discontinuidad sobre todo si no presentan relleno y tienen sus paredes en contacto.

Se puede estimar en campo a través del martillo Schmidt o bien mediante índices de campo, siempre tratando de trabajar con paredes representativas del estado de alteración de la discontinuidad y lo más significativas posible.

4.6.5.6 Abertura

Se define como la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de una discontinuidad cuando no existe material de relleno.

Puede variar mucho de unas zonas a otras, siendo más elevada en superficie, pero según se profundiza suele reducirse hasta cerrarse.

Su importancia en la resistencia al corte es importante incluso en discontinuidades con muy poca abertura, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes.

Su medida se realiza directamente mediante galgas calibradas o en el caso de aberturas más grandes, mediante una regla graduada.

Tabla 4.7.- Terminología de abertura recomendada por la ISRM (Brown 1981). Fuente: *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*.

APERTURA	DESCRIPCIÓN	ASPECTO
<0,1 mm 0,1-0,25 mm 0,25-0,5 mm	Muy cerrada Cerrada Parcialmente abierta	Aspecto cerrado
0,5-2,5 mm 2,5-10 mm >10 mm	Abierta Moderadamente ancha Ancha	Aspecto de hendidura
1-10 cm 10-100 cm >1 m	Muy ancha Extremadamente ancha Cavernosa	Aspecto abierto

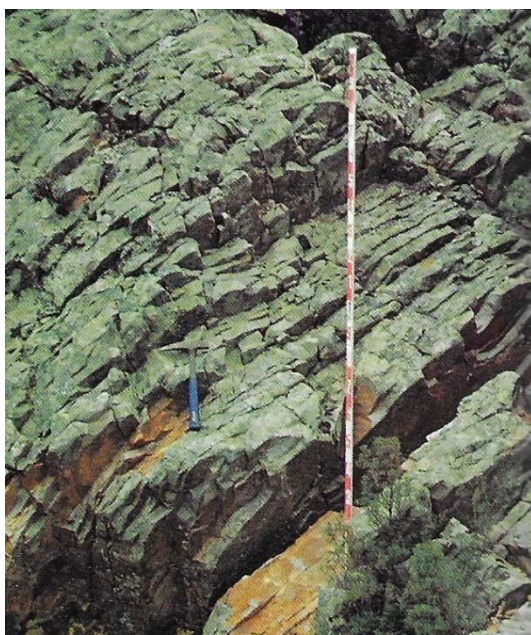


Figura 4.15.- Cuarcitas ordovícicas con juntas abiertas. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.

4.6.5.7 Relleno

Material de naturaleza diferente a la roca que aparece entre las dos paredes de una discontinuidad.

La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad por lo que deben de ser descritos y registrados, teniendo en cuenta además que si se trata de materiales blandos pueden sufrir variaciones importantes de sus propiedades resistentes con la humedad o si tiene lugar algún movimiento a lo largo de las juntas.

Las características principales del relleno que deben de ser reconocidas en el afloramiento son:

- Naturaleza
- Espesor
- Resistencia al corte
- Permeabilidad
- Descripción del relleno
- Grado de meteorización
- Humedad
- Desplazamiento previo



Figura 4.16.-Substrato argilítico con juntas rellenas de yeso. Fuente: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos.

4.6.5.8 Filtraciones

El agua que se infiltra en un macizo rocoso proviene en su mayor parte del flujo de agua que circula por las discontinuidades, aunque en ciertas rocas sedimentarias también puede darse las filtraciones a través de la matriz rocosa (permeabilidad primaria). La permeabilidad de los macizos rocosos suele ser muy anisotrópica.

Conviene describir muy bien la circulación de agua en las juntas y adjuntar la fecha de toma y datos meteorológicos.

Se suele además clasificar las siguientes posibilidades de descripción de la junta:

- Impermeable (discontinuidades cerradas).
- Secas (abiertas o rellenas sin agua).
- Goteo

○ Fluencia

Tabla 4.8.- Grado de filtración de una discontinuidad con relleno recomendada por la ISRM (Brown 1981)

Discontinuidades con relleno	
Grado de filtración	Descripción
I	Los materiales de relleno están fuertemente consolidados y secos, parece muy improbable la aparición de un flujo debido a que la permeabilidad es muy baja.
II	Los materiales de relleno están húmedos, pero no circula agua.
III	Los materiales de relleno están húmedos, con gotas ocasionales de agua.
IV	Los materiales de relleno muestran signos de lavado, con flujo continuo de agua. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto).
V	Los materiales de relleno están lavados localmente, y hay un considerable flujo de agua a lo largo de los canales de erosión. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto y la presión: baja, media o alta).
VI	Los materiales de relleno están completamente erosionados por el agua, que circula a presiones muy elevadas, especialmente en los afloramientos. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto y describir la presión).

Tabla 4.9.- Grado de filtración de una discontinuidad sin relleno recomendada por la ISRM (Brown 1981)

Discontinuidades sin relleno	
Grado de filtración	Descripción
I	La discontinuidad está muy cerrada y seca. El flujo de agua por la misma no parece posible.
II	La discontinuidad está seca y no hay evidencia de flujo de agua.
III	La discontinuidad está seca, pero muestra evidencias de flujo de agua, por ejemplo, manchas de roña, etc.
IV	La discontinuidad está húmeda, pero no se observa circulación de agua.
V	La discontinuidad muestra filtraciones de agua, gotas de agua ocasionales, pero no flujo continuo.
VI	La discontinuidad muestra un flujo continuo de agua. (Hay que estimar el caudal en litros/minuto y describir la presión, por ejemplo: baja, media o alta).

4.6.6 Resistencia al corte de discontinuidades

La resistencia al corte es un factor fundamental que se debe considerar en el estudio de las propiedades mecánicas de las discontinuidades.

La resistencia al corte de pico de discontinuidades rugosas sin cohesión viene dada por:

$$\tau_p = \sigma'_n * tg\phi_p \quad (4.14)$$

- σ'_n =esfuerzo normal efectivo sobre el plano de discontinuidad.
- ϕ = ángulo de rozamiento interno
- $\phi_p = \phi + i$

- i = ángulo de rugosidad

La rugosidad tiene una gran influencia en el comportamiento geomecánico de las discontinuidades. A partir de la definición de esta en el campo y de otros parámetros en afloramientos, puede estimarse el valor del ángulo de rozamiento interno de pico mediante la aplicación del criterio empírico de Barton y Choubey (1977):

$$\phi_p = JRC \log_{10}(JCS / \sigma_n) + \phi_r \quad (4.15)$$

- JCS= Resistencia a la compresión simple de la pared de la discontinuidad.
- JRC= Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad.
- ϕ_r = Ángulo de rozamiento interno residual

El valor de ϕ_r puede a su vez ser estimado mediante la expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20^\circ (r/R) \quad (4.16)$$

- r = valor del rebote del martillo Schmidt sobre la pared de la discontinuidad
- R = valor del rebote del martillo Schmidt sobre la matriz rocosa.
- ϕ_b = ángulo de fricción básico del material

Los valores de R , r y JRC se pueden determinar en campo. El valor de σ'_n se calcula en función de la carga litoestática sobre la discontinuidad. El valor ϕ_b se puede estimar a partir de tablas. Y el valor de JRC se estima a partir de perfiles como los descritos en la *Figura 4.14*.

4.6.7 Número de familias de discontinuidades

El número de familias de discontinuidades condiciona el aspecto del macizo rocoso y su comportamiento mecánico.

Una familia de discontinuidades está constituida por aquellas que tienen orientaciones similares y el mismo origen. Es fundamental registrar todas las familias de discontinuidades y evaluar su grado de importancia.

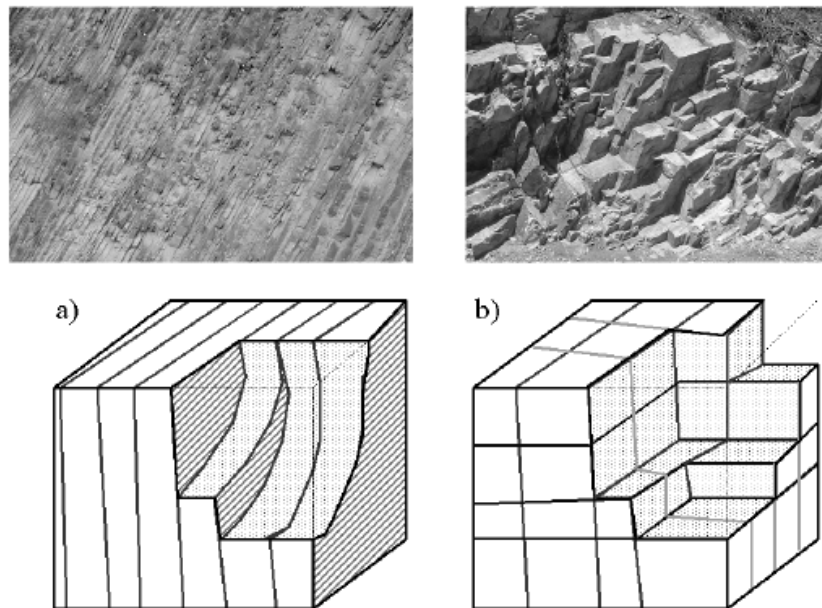


Figura 4.17.- Esquemas y fotografías de un macizo con a) una familia de discontinuidades y b) con tres familias. Fuente: *Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes*.

El mayor grado de importancia nos viene determinado por parámetros como la mayor continuidad, el menor espaciado, mayor abertura etc..., nombrando a las familias con números correlativos de mayor a menor importancia, siendo la más importante la familia nº1 y así sucesivamente.

Para determinar la orientación media de cada familia de discontinuidades, se recurre a la proyección estereográfica de los valores de las orientaciones medidas en el campo, obteniendo los polos de cada familia mediante plantillas como la de Schmidt o programas como el DIPS de la empresa Rockscience. Finalmente se obtendrán unos valores de dirección de buzamiento y buzamiento correspondientes a las orientaciones medias de cada familia.

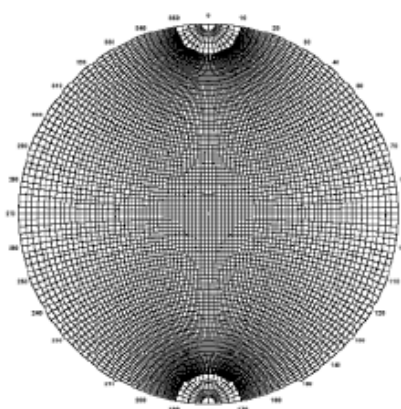


Figura 4.19.- Falsilla de Schmidt

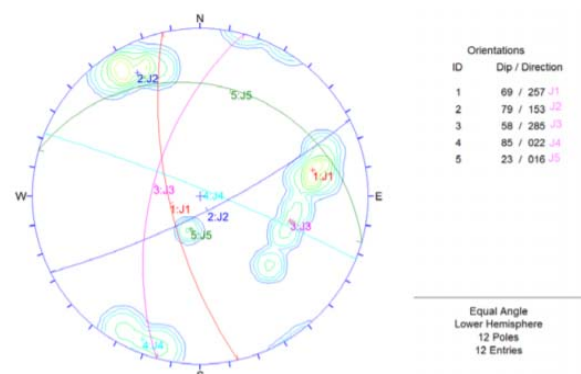


Figura 4.18.- Distribución de polos con 5 familias de juntas. Fuente: Programa DIPS de Rockscience.

4.6.8 Tamaño de bloque

El tamaño de los bloques es un indicador importante de la calidad de un macizo rocoso y queda determinado por el número de familias de discontinuidades, por su espaciado y su continuidad.

La descripción del tamaño de bloque se puede realizar de la siguiente manera:

- Mediante las dimensiones medias de bloques tipo (índice I_b), estimados en los afloramientos de este.



Figura 4.20.- Sistemas de discontinuidades de un macizo rocoso y bloques que generan. Fuente: *Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes*.

$$I_b = (S_1 + S_2 + S_3) / 3$$

Siendo S_1 , S_2 y S_3 los valores medios de espaciado de las tres familias de discontinuidades.

- Mediante el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen (1 m^3) del macizo rocoso, definido mediante el parámetro J_v .

Como resulta difícil estimar tridimensionalmente un macizo rocoso en un afloramiento, el valor de J_v se puede determinar por el número de discontinuidades de cada familia por unidad de longitud considerada ($J_v = n^\circ \text{ discontinuidades/longitud medida}$) o bien mediante la suma de las inversas de los espaciados medios de cada familia ($J_v = 1/S_1 + 1/S_2 + 1/S_3$).

Existe también una correlación entre J_v y el RQD (Palmstron, 2005):

$$RQD = 110 - 2.5 J_v \quad (4.17)$$

La ISMR relaciona el valor J_v con el tamaño de los bloques donde los valores de $J_v > 60$ representa un macizo brechificado.

Tabla 4.10.- Clasificación del tamaño de los bloques de un macizo rocoso en función del número de discontinuidades. Fuente: Manual de campo para la descripción de macizos rocosos.

Descripción	J_v (juntas/m ³)
Bloques muy grandes	<1,0
Bloques grandes	1-3
Bloques medios	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	>30

4.7 Características del sustrato de estudio

En el presente TFG, se estudiará el comportamiento de la cimentación de un aerogenerador apoyado en un sustrato rocoso.

Partimos de unas investigaciones preliminares llevadas a cabo en Turquía en las que el sustrato estudiado es de tipo ígneo, concretamente Andesitas.

La Andesita es una roca ígnea volcánica extrusiva de composición intermedia y textura porfídica, a veces afanítica, compuesta principalmente de plagioclasa y otros minerales ferromagnésicos como piroxeno, biotita y hornblenda.

Las Andesitas son tras el basalto las rocas volcánicas más comunes de la tierra.

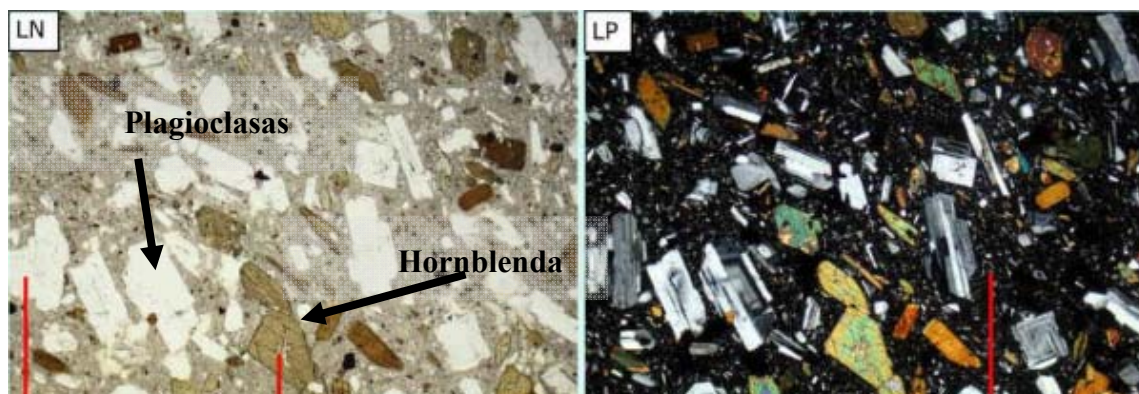


Figura 4.21.- Lámina delgada de una Andesita bajo el microscopio petrográfico con luz natural y polarizada. Fuente: Atlas de Rocas Ígneas y sus Texturas.

Se distinguieron dos facies de andesitas de características diferentes. Por un lado andesitas grises en las que domina la presencia de plagioclasas y cuarzo, con un marcado equilibrio entre minerales ferromagnesianos y no ferromagnesianos. Y por otro lado las andesitas rosas compuestas por feldespatos potásicos.

Las masas de roca andesítica como el resto de sustratos rocosos contienen discontinuidades y los efectos mecánicos de estas discontinuidades en el macizo rocoso deben determinarse. Las discontinuidades al estar sometidas a esfuerzos compresivos se cierran induciendo asientos en el macizo que en función del grado de fracturación del mismo pueden ser importantes. Además, actúan como planos de debilidad a favor de los cuales se induce la rotura con resistencias al corte menores.

Se han observado tres tipos diferentes de discontinuidades en las andesitas: **discontinuidades de origen tectónico, bandas de flujo y grietas de enfriamiento.**

- Las discontinuidades de origen tectónicas se producen en relación con campos de esfuerzos regionales o locales. En el caso de esfuerzos regionales, existen patrones sistemáticos de orientación y se suelen vincular generalmente a procesos de elevación vertical debido a la expansión horizontal que conllevan.

Dentro de este grupo de discontinuidades se incluyen las fallas y las diaclasas, cuya principal diferencia es que en las primeras se produce un desplazamiento considerable de los bloques fracturados.



Figura 4.22.- Detalle de diaclasa y fallas en materiales cuarcíticos. Fuente: Manual para la descripción y caracterización de macizos rocosos.

- Las bandas de flujo son producidas por el movimiento de una masa fundida que conduce a la reordenación o estiramiento de las fases sólidas que están dentro de él. Dependiendo de la viscosidad del magma este proceso será más o menos sencillo. Estas texturas de flujo pueden tener reflejo a escala microscópica o macroscópica.

A continuación, se determinan las propiedades de las bandas de flujo en Andesitas según Koca y Kincal:

Tabla 4.11 Propiedades bandas de flujo en Andesitas según Koca y Kincal

BANDAS DE FLUJO	
ESPACIADO	1-3 cm muy juntas
APERTURA	cerradas
CONTINUIDAD	1.5-3.5 m baja-media

- Las grietas de enfriamiento son sin duda las más características de las coladas volcánicas. Se producen por la retracción sufrida por los materiales volcánicos al enfriarse. Pueden presentar una gran apertura y sus paredes muestran una baja rugosidad y escaso relleno.

Uno de los ejemplos más claros de este proceso, son las disyunciones columnares producidas por el enfriamiento de materiales lávicos masivos. Suelen presentar fracturas perpendiculares con un espaciado regular.

Pueden presentar una longitud y diámetro variables, y suelen crecer en direcciones perpendiculares a la superficie de enfriamiento de la roca, por lo que, aunque a menudo aparecen verticales, pueden aparecer horizontales, inclinadas e incluso curvadas.

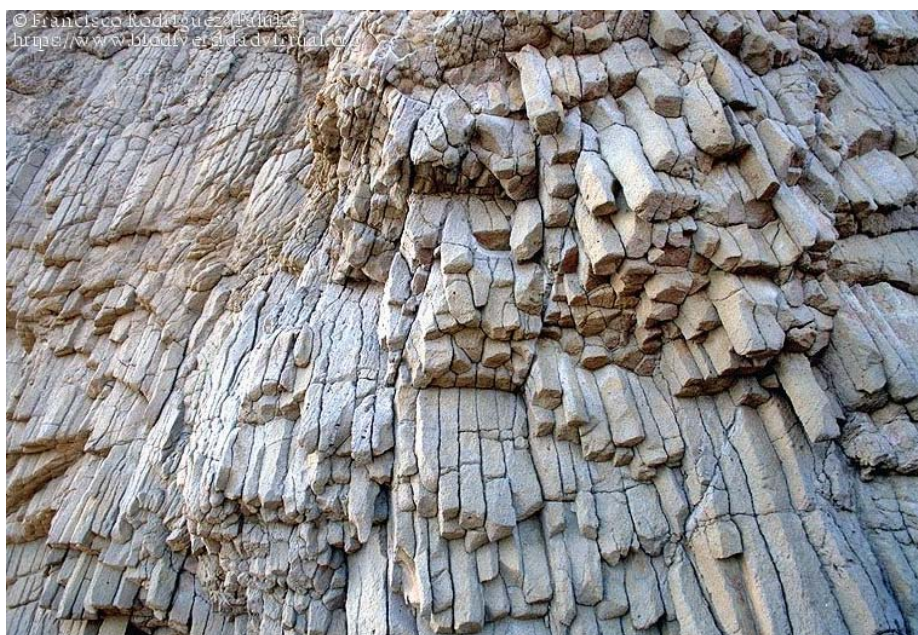


Figura 4.23.- Detalle disyunción columnar. Fuente: Wikipedia.

A continuación, se determinan algunas propiedades de las grietas de enfriamiento en Andesitas según Koca y Kincal:

Tabla 4.12.- Propiedades grietas enfriamiento en Andesitas. Fuente: Koca y Kincal.

GRIETAS EN EL ENFRIAMIENTO	
ESPACIADO	0.50-1 m separadas
APERTURA	1-5 cm (1-4 cm arcilla)
CONTINUIDAD	3-15 m media-alta

En la siguiente tabla se presentan los valores de la clasificación GSI de las dos facies de andesitas mencionados con anterioridad y los parámetros derivados de la misma:

Tabla 4.13 Valores de la clasificación GSI de las dos facies de andesita en estudio, gris y rosa.

<i>PARAMETROS</i>	<i>ANDESITAS GRISES</i>		<i>ANDESITAS ROSAS</i>		<i>ANDESITAS GRIS-ROSAS</i>
	<i>METEORIZACIÓN BAJA</i>	<i>METEORIZACIÓN MODERADA</i>	<i>METEORIZACIÓN BAJA</i>	<i>METEORIZACIÓN MODERADA</i>	<i>METEORIZACIÓN ALTA</i>
GSI	50	35	45	27	15
m_i	25	12	20	10	8
m_b	4.192	1.178	2.805	0.737	0.384
D	0	0	0	0	0
a	0.506	0.516	0.508	0.527	0.561
s	0.0039	0.0007	0.0022	0.0003	0.0001

CAPITULO 5

5. PARAMETROS GEOTECNICOS

En toda simulación que pretenda dar respuesta a unas sollicitaciones como es el caso de la cimentación de un aerogenerador, se necesita una correcta caracterización del macizo rocoso, a través de parámetros que representen las características mecánicas del mismo y que permitan generar un modelo que sea fiel con la realidad. Estos parámetros son los conocidos como *parámetros geotécnicos*, tales como la cohesión, el ángulo de rozamiento interno y el módulo de deformación.

Una correcta determinación de estos es fundamental para que nuestra simulación tenga éxito.

La obtención de los parámetros geotécnicos implica la realización de un minucioso trabajo de campo y de una serie de ensayos de laboratorio sobre muestras representativas del macizo rocoso, que incluyan en algunos casos parte de las discontinuidades mencionadas con anterioridad, que disminuyen la resistencia del macizo rocoso, lo que es determinante para que nuestra simulación se adapte a la realidad del emplazamiento y evite un dimensionamiento erróneo.

5.1 Ensayos de laboratorio

Para definir las propiedades mecánicas y deformacionales del macizo rocoso se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Ensayos de compresión simple.
- Ensayos triaxiales.
- Ensayos de Corte directo en discontinuidades.

5.1.2 Ensayos de compresión simple

Uno de los principales problemas de la mecánica de rocas consiste en determinar las propiedades de estas cuando se hallan en un campo tensional compresivo, lo cual se consigue con ensayos de compresión simple y triaxial.

El ensayo de compresión simple, aunque parece sencillo, es relativamente complicado, ya que exige una meticulosa preparación de las probetas y una cuidada ejecución del ensayo. Además, el tamaño de la probeta (el doble o el triple de su diámetro), la velocidad del ensayo, la calidad de las superficies de contacto con la carga y el contenido de agua del testigo a ensayar tienen una gran influencia en el resultado obtenido. En rocas saturadas, suelen ser relativamente frecuentes reducciones de la resistencia de hasta el 50%.

Además de servir para determinar la resistencia de la roca, el ensayo de compresión simple puede proporcionar las constantes elásticas de la roca, su módulo de Young y su coeficiente de Poisson, pero para ello es necesario medir las deformaciones axiales y laterales

durante el proceso de carga mediante la inserción de cuatro bandas extensiométricas, dos axiales y dos laterales.

El ensayo de compresión nos permite clasificar las rocas según su resistencia, y es un parámetro muy importante en los criterios de rotura más utilizados.

Tabla 5.1.- Clasificación de las rocas en función de su resistencia a la compresión simple. Fuente: Ingeniería Geológica Luis I. González de Vallejo.

Resistencia a la compresión simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1-5	Muy blanda	Blanda > 1,25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5-12,5	Blanda	Moderadamente blanda		
12,5-25		Moderadamente dura		
25-50	Moderadamente dura		Baja	Esquisto, pizarra.
50-100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistosas, mármol, granito, gneiss, arenisca, caliza porosa.
100-200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada, caliza, dolomía.
> 200		Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto.
> 250	Extremadamente dura			

El ensayo de compresión simple ha sido normalizado en muchos países. Lo aspectos básicos de las normas existentes son:

- Probetas cilíndricas de diámetro superior a 50 mm y por lo menos 10 veces mayor que el tamaño de grano más grande existente en las mismas. Su altura debe de ser 2.5 veces el diámetro.
- La probeta no debe contener discontinuidades que la atraviesen.
- Las superficies del cilindro de roca en contacto con las placas de la prensa que ejecuta el ensayo deben de ser planas, con una precisión de 0.02 mm, y no deben separarse de la perpendicularidad al eje de la muestra en más de 0.05 mm en 50 mm.
- La carga debe aplicarse a una velocidad constante de 0.5-1 Mpa/s

Para que el ensayo fuera estrictamente de compresión simple, las tensiones dentro de la probeta deberán ser uniaxiales en todos los puntos, pero debido a la fricción entre la muestra y las placas de la prensa, derivada de la diferencia entre módulos elásticos entre roca y acero, la probeta no se puede expansionar libremente en sus extremidades superior e inferior al ser comprimida. Como consecuencia aparecen tensiones cortantes en las proximidades de las superficies de contacto entre las placas y la probeta, por lo que la tensión axial deja de ser una tensión principal y se produce un estado triaxial de tensiones en muchos puntos de la roca, lo cual es acentuado con la disminución de la esbeltez de la muestra.

5.1.3 Ensayos triaxiales

Es un ensayo fundamental para estudiar la resistencia de las rocas sometidas a un estado triaxial de tensiones, que es una situación frecuente en las obras de ingeniería.

Este ensayo se lleva a cabo en probetas cilíndricas que se preparan de manera similar a las utilizadas en los ensayos de compresión simple. La probeta se rodea de una camisa de goma y se coloca dentro de una célula en la que se puede introducir líquido a presión, normalmente aceite o agua que será la encargada de generar la presión de célula σ_3 (esfuerzo principal menor), que es una presión isotropa que se mantendrá constante a lo largo de todo el ensayo. La camisa tiene por objeto impedir el contacto de la roca con dicho líquido y debe ser suficientemente flexible para que la presión de célula se transmita a la roca. La tensión axial principal σ_1 (esfuerzo principal mayor) se ejerce sobre la probeta mediante dos cilindros de acero que pasan a través de la cara superior e inferior de la célula. En los ensayos de roca no se suele medir la presión de poro ya que en las rocas la porosidad es muy reducida. Las deformaciones axial y circunferencial de la muestra se suelen medir, a veces, mediante bandas extensométricas pegadas a la superficie de esta.

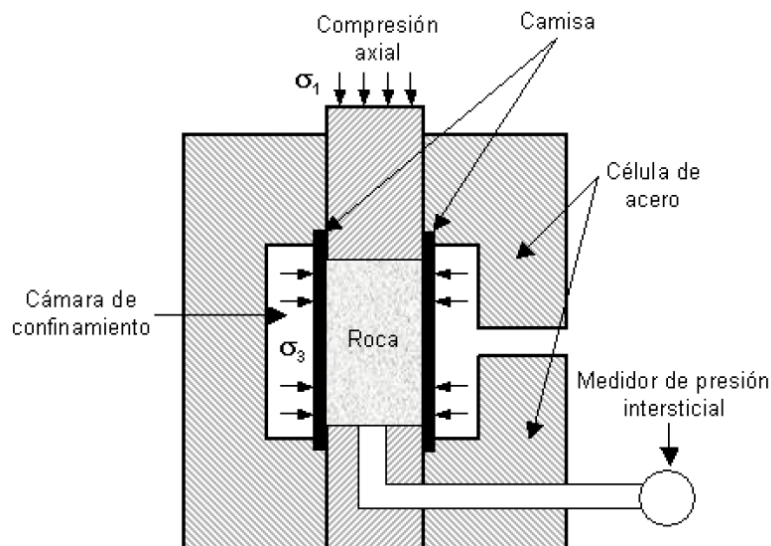


Figura 5.1.- Esquema del ensayo de compresión triaxial. Fuente: *Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes*.

Se deben de ensayar de 3 a 5 testigos con distintas presiones de confinamiento.

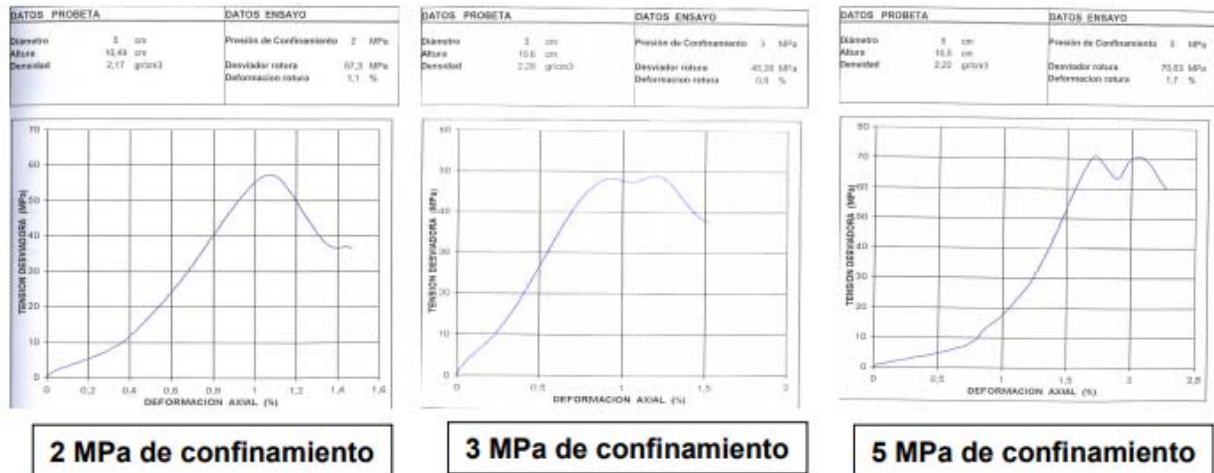


Figura 5.2.- Detalle gráficos de rotura en ensayos triaxiales con distintas presiones de confinamiento.
Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.

A partir de las tensiones en rotura de las diferentes probetas ensayadas podemos dibujar los círculos de Mohr, que representan el estado tensional de cada probeta en rotura, y determinar su envolvente de rotura que nos proporcionará el ángulo de rozamiento y la cohesión de la roca.

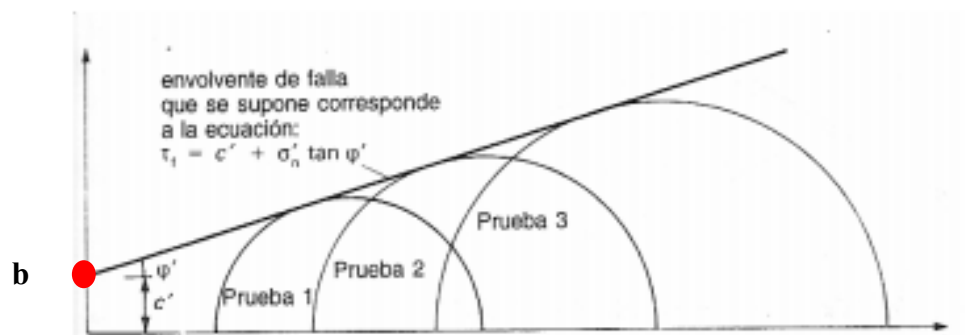


Figura 5.3.- Círculos de Mohr de diferentes ensayos y envolvente de rotura. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.

$$\phi = \sin^{-1}(m-1/m+1) \quad (5.1)$$

$$b = \frac{b*(1-\sin\phi)}{2*\cos\phi} \quad (5.2)$$

- m= pendiente envolvente
- b= ordenada en el origen

5.1.3 Corte directo

Los ensayos de corte directo en materiales rocosos siguen una metodología similar a los suelos, con idénticos fines, determinar la cohesión y el ángulo de rozamiento interno. Pero

en el caso de los substratos rocosos lo más habitual e interesante es llevar a cabo el ensayo a lo largo de una discontinuidad.

Una de las partes más complicadas del ensayo es la elección de muestras adecuadas para llevar al laboratorio y su manipulación hasta encajarlas correctamente en el molde. Todo este proceso puede variar las propiedades naturales de la junta.

El testigo de roca se sujeta a la caja de corte, comúnmente con una parte fija y otra móvil, donde se insertan normalmente con mortero de la mejor forma posible ambos lados de la junta. Lo más importante es que la discontinuidad quede asentada en dirección paralela al movimiento de corte que se vaya a aplicar.

Las máquinas normalmente constan de dos sistemas de aplicación de tensión, uno para la tensión normal y otra para la de corte, accionados por mecanismos hidráulicos o mecánicos con sus correspondientes sistemas de medidas de la carga aplicada. Se suelen colocar dos dispositivos de medida de desplazamientos para poder estimar los desplazamientos cortantes y normales.

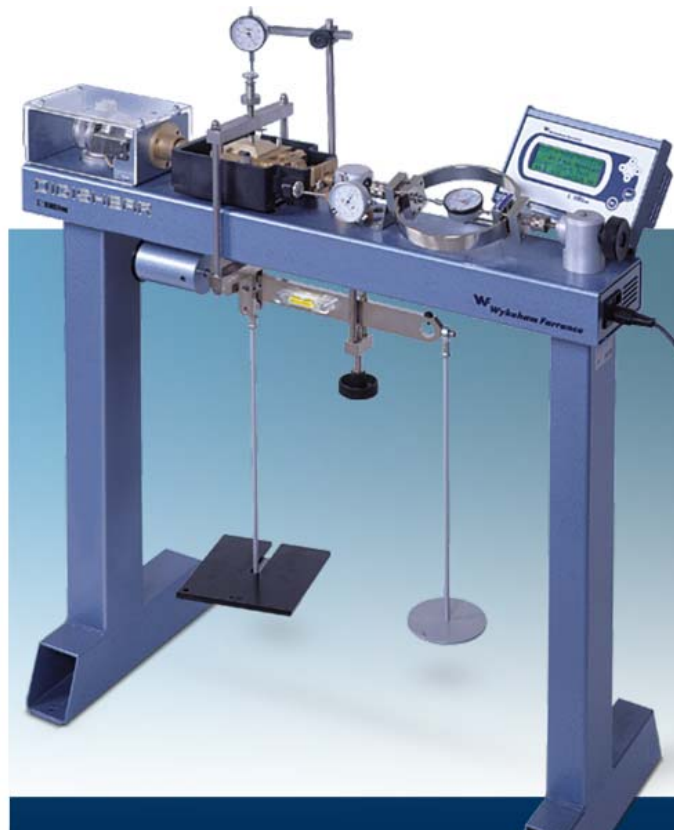


Figura 5.4.- Detalle mesa corte directo. Fuente: Laptop ciencia & Tecnología

En estos ensayos se determina normalmente tanto la resistencia al corte de pico como la residual, efectuando un ciclo de carga y descarga en cada muestra.

En la siguiente figura se puede ver la evolución de la resistencia a corte en un ensayo de corte directo sobre una discontinuidad plana lisa.

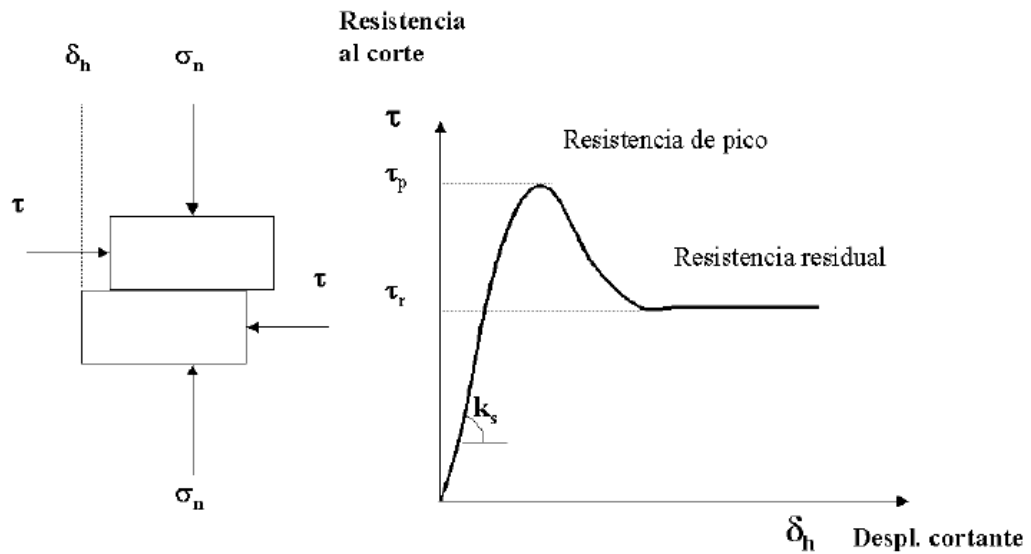


Figura 5.5.- Detalle respuesta clásica de una discontinuidad plana. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.

Como se puede observar al comenzar a aplicar la tensión de corte, se va produciendo un ligero desplazamiento cortante elástico que ira aumentando de manera más o menos proporcional a la tensión hasta alcanzar un valor máximo de tensión cortante, que se denomina resistencia al corte de pico de la discontinuidad τ_p , para la tensión normal aplicada. La pendiente de esta línea será la denominada rigidez cortante.

Una vez alcanzado el máximo, la respuesta tensional ira disminuyendo hasta alcanzar un valor mínimo en el que se produce el deslizamiento indefinido del bloque superior de la discontinuidad sobre el inferior. Este valor será la denominada resistencia al corte residual de la discontinuidad τ_r , para la tensión normal aplicada.

$$\tau = C_p + \sigma_n * \Phi_p \quad (5.3)$$

$$\tau_r = \sigma_n * \text{tg} \Phi_r \quad (5.4)$$

En el caso de la ecuación para la resistencia al corte residual la cohesión será nula al haber superado la resistencia de pico y perder el efecto cohesivo del material cementante.

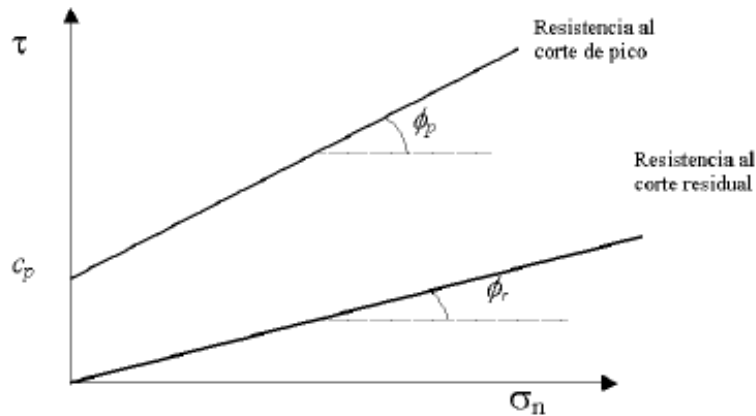


Figura 5.6.- Detalle resistencia al corte de pico y residual para una discontinuidad plana y cementada. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.

En el caso de una discontinuidad rugosa, se produce un aumento del ángulo de fricción en una cantidad igual a “i”, produciéndose además una componente de desplazamiento normal además del desplazamiento cortante, asociado con la dilatación de la discontinuidad.

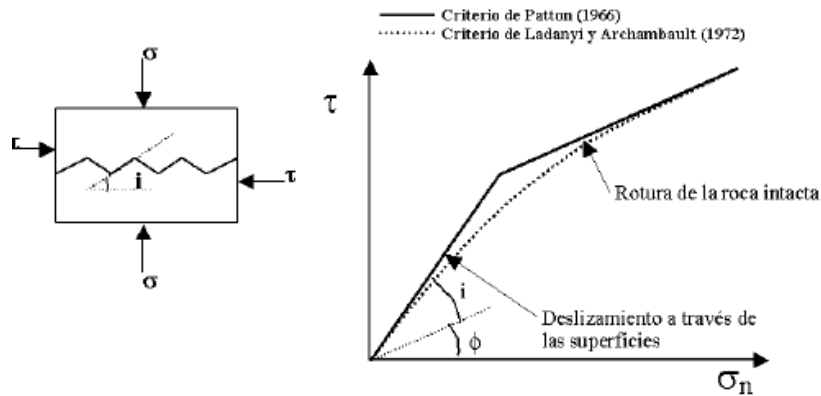


Figura 5.7.- Ensayo de corte discontinuidad rugosa. Fuente: Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes.

Para valores altos de las tensiones normales en las juntas, se producirá la rotura de los dientes de la discontinuidad, y el comportamiento resistente se parecerá más a la de la roca intacta que a la de las superficies de discontinuidad.

5.2 Parámetros geotécnicos adoptados

Para el análisis numérico previo en dos dimensiones, del que parte este TFG, se realizó una campaña de laboratorio con muestras tomadas en campo de las dos variedades de andesitas reconocidas (rosa y gris) con distintos grados de alteración, para una correcta caracterización del macizo rocoso, siguiendo una metodología como la descrita en apartados anteriores.

Se realizaron ensayos de compresión simple, triaxiales y de corte directo de la matriz rocosa y en bandas de flujo y grietas de enfriamiento.

Se determinó también el Índice de Resistencia Geológica (GSI) que oscila entre 50 y 15 para el macizo seleccionado.

A partir de los resultados de los ensayos se estimaron los parámetros resistentes del macizo rocoso como son los ángulos de rozamiento interno y la cohesión y deformacionales como el módulo de elasticidad.

En cuanto al ángulo de rozamiento interno, presentan valores máximos de 38.5° para las Andesitas grises de alteración baja (GSI 50) y mínimos de 18.1° para Andesitas Gris-rosa de alta alteración (GSI 15). La cohesión, también es máxima en las Andesitas grises de baja alteración con un valor de 4.92 Mpa y mínima para las Andesitas Gris-Rosa con un valor de 0.27 Mpa.

Con la resistencia a la compresión simple y los valores estimados de GSI se determinaron también constantes del material como son los índices “m_b”, “s” y “a”, usando el programa RocLab de Rocscience.

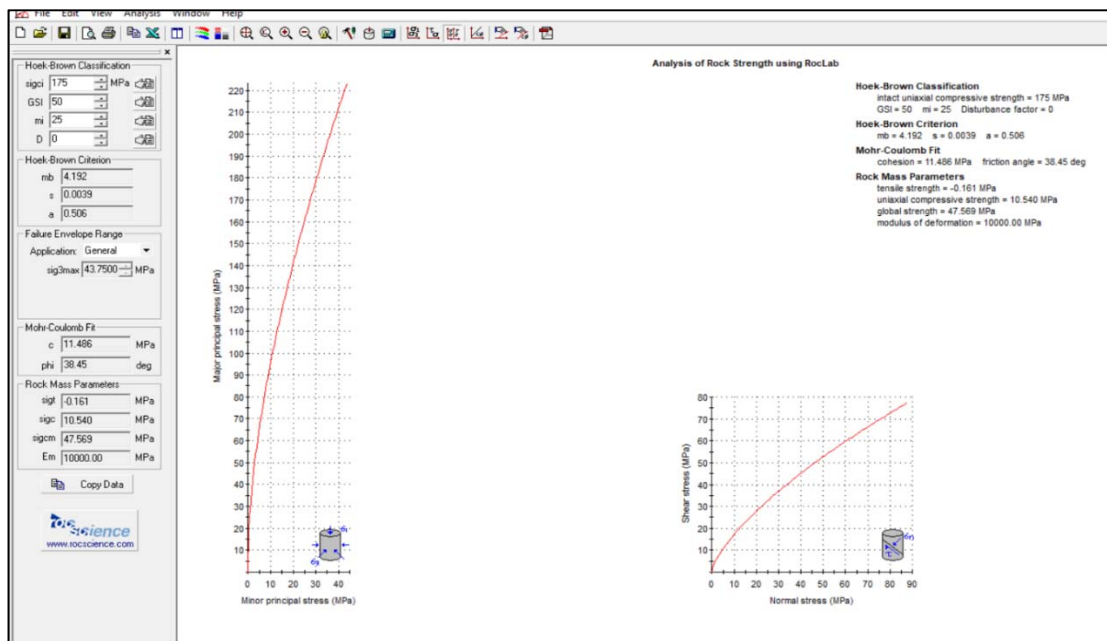


Figura 5.8.- Detalle programa RocLab.

Como criterio de rotura se siguió el de Hoek-Brown porque es el que mejor define el comportamiento de los macizos rocosos. Se trata de un criterio no lineal como se puede apreciar en la curva de la *Figura 5.8*.

En la siguiente tabla se muestran los parámetros de las andesitas obtenidos en los estudios previos y que se van a ser adoptados en la simulación en 3D para distintos grados de alteración:

Tabla 5.2: Parámetros geomecánicos de las rocas en estudio. Fuente: Análisis numérico sobre el efecto del grado de alteración de las Andesitas en el sistema de cimentación de turbinas eólicas.

PARAMETROS	ANDESITA GRIS		ANDESITA ROSA		ANDESITA GRIS-ROSA
	ALTERACIÓN BAJA GSI 50	ALTERACIÓN MEDIA GSI 35	ALTERACIÓN BAJA GSI 45	ALTERACIÓN MEDIA GSI 27	ALTERACIÓN ALTA GSI 15
Resistencia a compresión roca matriz, σ_{ci} (Mpa)	75	38	46	27.5	12.6
Módulo de elasticidad roca intacta, E_i (Mpa)	20.000	15.000	7.500	4.010	1.000
Coefficiente de Poisson	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Cohesión (Mpa)	4,922	1,569	2,631	0,908	0,270
$\phi(^{\circ})$	38,5	27,6	35,0	23,7	18,1
Resistencia compresión macizo rocoso, σ_{cm} (Mpa)	4,517	0,915	2,062	0,382	0,063
Módulo de Elasticidad macizo rocoso, E_{rm} (Mpa)	6.143,72	1.701,1	1.677,3	270,38	36,45

CAPITULO 6

6. METODOLOGÍAS DE CÁLCULO NUMÉRICO

Se pretende con este apartado realizar una breve descripción de las principales metodologías de cálculo numérico disponibles en software comerciales y se ha considerado necesario realizar además una breve introducción de los conceptos generales básicos empleados en el ámbito de la metodología numérica para poder comprender mejor las ventajas que nos ofrecen unos software frente a otros.

6.1 Consideraciones previas

Abordar la interacción de un aerogenerador de cierta entidad con el terreno es un problema de cierta complejidad. Necesitamos un mecanismo de interacción que caracterice el sistema tanto en su estado inicial de reposo como ante una eventual situación descarga motivada por la actuación de vientos fuertes hasta que llegue otro momento en que la situación se equilibre alcanzando nuevamente la situación de reposo.

En general, la filosofía de cualquier método numérico relativo a la resolución de problemas de mecánica de los medios continuos busca resolver ecuaciones de gobierno complejas, para cualquier tipo de geometría, en determinados puntos o elementos, y determinando la solución para el resto del medio continuo a través de funciones de interpolación entre los mismos. El discretizar el medio, pretende, por un lado, establecer funciones de interpolación que describan todo el medio continuo a través de datos de un medio discontinuo, pero también, poder simplificar las ecuaciones de gobierno. Es por ello que las características comunes a cualquier método numérico para describir un medio físico continuo son:

- Discretización del medio
- Funciones de interpolación
- Ecuaciones de gobierno (o funciones simplificadas de las mismas)
- Método numérico para la resolución de la ecuación de gobierno
- Sistema de ecuaciones que englobe las ecuaciones de gobierno de cada uno de los puntos o celdas de la discretización (ensamblaje)
- Aplicación de las condiciones de contorno e iniciales.

6.2 Conceptos generales

6.2.1 Discretización con mallas

Esta metodología divide el dominio espacial del modelo en una serie de subdominios denominados elementos, definiendo sobre ellos una serie de ecuaciones constitutivas, dependiendo del problema físico a analizar. La caracterización principal de este tipo de discretización es que los elementos permanecen unidos a los adyacentes en todo momento, no siendo posible ni la separación ni el solape de dos elementos.

Otra de las limitaciones de esta metodología es que si un elemento adopta una forma muy distorsionada respecto a la forma inicial puede que el sistema de ecuaciones planteado no pueda resolverse. En esos casos, la mayoría de los programas de cálculo llevan implementada una función de adaptación del mallado cuando se detecte un determinado nivel de distorsión de los elementos. No obstante, esta técnica de remallado conlleva un esfuerzo computacional elevado (Zienkiewicz et al. 2005).

6.2.2 Discretización sin mallas

En la discretización sin mallas, el medio continuo es caracterizado por puntos que concentran las variables objeto de estudio (grados de libertad). Existen varios métodos asociados a esta técnica, presentando cada uno sus peculiaridades de cara a los criterios de discretización que aplican, así como la selección de las funciones de interpolación.

No obstante, todos estos métodos tienen como finalidad el evitar los problemas detectados con la metodología del mallado, como la distorsión de elementos o la modelización de fracturas o dispersión de partículas.

De forma general, esta metodología plantea el discretizar el espacio continuo en puntos, para aplicar el método de colocación. La técnica de la colocación se fundamenta en la búsqueda de un polinomio de coeficientes desconocidos que trate de ajustarse a la ecuación de gobierno del problema. Después, se trata de ajustar la función en todo el dominio por mínimos cuadrados (o mínimos cuadrados móviles) entre la función polinómica de aproximación y los valores reales (también desconocidos) en cada punto. Al imponer esta condición, se obtiene la expresión de la función polinómica, que emplea los valores de la función real en cada punto (incógnitas o grados de libertad) y una serie de coeficientes conocidos.

6.3 Enfoque Lagrangiano

Este enfoque considera que la discretización se mueve con el propio dominio. Se aplica a la gran mayoría de los campos de la física: análisis mecánico (problemas estáticos, dinámicos y análisis de vibraciones), análisis térmicos, campos eléctricos y magnéticos, etc.

En el caso del análisis mecánico este enfoque implicaría discretizar el sólido objeto de estudio bien con mallas o a través de puntos. Si el cuerpo experimenta deformaciones o se desplaza, la malla o el conjunto de puntos también lo hacen con él. La variable fundamental que se pretende conocer es el desplazamiento en los nodos de los elementos, y los datos que se disponen son las fuerzas externas que actúan.

En el caso de realizar la discretización mediante puntos, se pueden establecer condiciones de ‘separación’, es decir, que un determinado punto se le considere no perteneciente al cuerpo inicial si su distancia respecto a puntos adyacentes es superior a un

determinado valor. De esta manera, se pueden estudiar fenómenos de fractura, disgregación de partículas, caracterización más precisa de la superficie libre de un fluido, etc.

6.4 Enfoque Euleriano

Consiste en definir una malla fija en el dominio de estudio, y analizar las propiedades del material que va atravesando cada celda del dominio. Este enfoque se suele aplicar al estudio de fluidos, dado que requieren de un menor esfuerzo computacional que si se emplease el enfoque lagrangiano.

Este enfoque se emplea principalmente en fluidos, ya que la variable fundamental que interesa determinar es el campo de velocidades a lo largo del dominio, y no el desplazamiento que sufre cada celda. Este hecho fundamental implica que la forma de abordar la solución con menos coste computacional sea plantear las ecuaciones de conservación de la masa para celdas fijas que no se mueven con el dominio. De esta manera, la solución al problema se presenta en forma de un campo de velocidades en un problema estacionario o transitorio para todo el dominio.

6.5 Análisis estático

En este tipo de análisis se discretiza el espacio, pero no el tiempo ya que las propiedades físicas no dependen del mismo.

Para el caso de modelizar el estado tensodeformacional de un sólido mediante elementos finitos, la ecuación de gobierno deriva en la resolución del siguiente sistema de ecuaciones:

$$[F]=[K][d]$$

[F] : Vector de fuerzas exteriores en los nodos

[K] : Matriz de rigidez del sistema

[d] : Vector de desplazamientos en los nodos

6.6 Análisis dinámico

Se considera análisis dinámico cuando en la ecuación de gobierno intervienen fuerzas de inercia (derivadas de la aceleración del cuerpo) y fenómenos de amortiguamiento (derivados de considerar la reología del material). Ello implica la necesidad de incluir a la variable tiempo en la resolución del sistema de ecuaciones.

Para el caso de un sólido deformable, la ecuación de gobierno, en su forma más general, se puede expresar de la siguiente manera:

$$[F]=[M][\ddot{u}]+[C][\dot{u}]+[K][u]$$

[F]: Vector de fuerzas externas aplicadas en los nodos

[M]: Matriz de masas del sistema

[C]: Matriz de amortiguamiento del sistema

[K]: Matriz de rigidez del sistema

[\ddot{u}]: Vector de aceleraciones en los nodos

[ú]: Vector de velocidades en los nodos

[u]: Vector de desplazamientos en los nodos

La forma de abordar estos problemas se fundamenta en realizar, a parte de una discretización del espacio, una discretización del tiempo. Para abordar el problema, se consideran que las fuerzas externas actúan durante un determinado periodo de tiempo.

6.7 Análisis lineal

Hace referencia a la tipología de análisis en donde el material no sufre cambios relevantes en sus parámetros básicos (módulo de elasticidad, densidad, viscosidad, etc.) como consecuencia del cambio de las variables de estudio (desplazamientos, velocidades, esfuerzos internos). Así mismo, la geometría del material se supone que es aproximadamente estable a lo largo del proceso de cálculo, y que ligeras deformaciones en la misma no producen cambios sustanciales en la sección o momento de inercia de esta.

6.8 Análisis no lineal

Cuando determinadas características del material (densidad, módulo de elasticidad, viscosidad, etc.) o bien la propia geometría del mismo (grandes deformaciones), puedan variar de forma sustancial con las magnitudes a estudiar (desplazamientos o velocidades, fuerzas internas), se precisa una resolución escalonada del problema. En el caso de análisis tensodeformacionales, la matriz de rigidez k es recalculada para cada escalón de carga, teniendo en cuenta en ella la nueva rigidez del material o la nueva geometría.

Para el caso de un análisis tensodeformacional, dicho escalonado se fundamenta en ir imponiendo pequeños incrementos de carga, y resolver el sistema para cada uno de los pasos, actualizando si fuera necesario la matriz de rigidez del sistema para el paso siguiente.

6.9 Análisis implícito

Es el método de resolución habitual de los sistemas de ecuaciones cuando se estudia un fenómeno estático, ya sea lineal o no lineal. Requiere un elevado esfuerzo computacional, pero proporciona soluciones más precisas y es, por lo general, incondicionalmente convergente. Es decir, para el caso de un análisis dinámico mediante un método implícito, los incrementos de tiempo elegidos no influyen en la estabilidad de la solución.

Un método implícito es aquel en el que la variable desconocida depende de variables conocidas y de una función de ella misma, apareciendo la incógnita a ambos lados de la ecuación.

$$x(t+h)=x(t)+hf(x(t+h))$$

$x(t+h)$: Variable incógnita en el instante $t+h$

$x(t)$: Variable conocida en el instante t

h : Incremento de tiempo

$f(x(t+h))$: Función conocida que depende de la variable desconocida $x(t+h)$

6.10 Análisis explícito

Se aplica generalmente para resolver problemas dinámicos mediante diferencias finitas. Se requiere menor esfuerzo computacional que en un análisis implícito, aunque las soluciones son algo menos precisas. Es necesario, además, elegir un intervalo de tiempo máximo que cumpla la condición de Friedrich-Courant-Levy para que la solución sea condicionalmente convergente.

Un método explícito es aquel en el que la variable desconocida depende directamente de variables conocidas, apareciendo la incógnita a un único lado de la ecuación.

$$X(t+h)=x(t)+hf'(x(t))$$

$X(t+h)$: Variable incógnita en el instante

$X(t)$: Variable conocida en el instante t

h : Incremento de tiempo

$f(x(t))$: Función conocida que depende de la variable conocida $x(t)$

6.11 Metodologías

6.12 Diferencias finitas

Desarrollado en 1928 (Courant et al. 1967), constituyó uno de los primeros métodos numéricos para abordar la resolución de ecuaciones en derivadas parciales, ya que es la forma más intuitiva de aproximarse a la solución mediante métodos numéricos.

Consiste en la sustitución de la ecuación de gobierno que rige el fenómeno físico en derivadas parciales por una ecuación en diferencias finitas para aproximar derivadas.

Consiste en sustituir la ecuación que rige el fenómeno físico por una ecuación de diferencias finitas.

El dominio del espacio se discretiza en una serie de celdas de forma regular seleccionando unos incrementos de las coordenadas espaciales (Δx , Δy , Δz) que definen el tamaño de la celda. El dominio del tiempo también puede abordarse a través de su discretización en incrementos de tiempo conocidos (Δt).

El valor de una determinada variable en un determinado punto del espacio y para un determinado instante, dependerá del valor definido en celdas adyacentes y de su valor en un instante de tiempo anterior.

Se pueden establecer un sistema de ecuaciones en donde las incógnitas serían los valores de las variables en distintos instantes de tiempo y en los vértices de las celdas espaciales.

Este tipo de formulación se suele emplear para la resolución de problemas dinámicos, tanto en su dominio temporal como espacial.

Esta metodología suele aplicarse en campos de la física como son la propagación térmica y la modelización de fluidos y dentro de los análisis tensodeformacionales para el caso de fenómenos dinámicos (p.ej. Impactos).

Presenta la ventaja de que requiere menor esfuerzo computacional que el método de los elementos finitos, aunque proporciona resultados algo menos precisos.

6.13 Elementos finitos

Se asume que la persona que desarrolló el método fue Courant en 1943, si bien diversos matemáticos e ingenieros han ido aportando contribuciones al método desde finales del siglo XIX. Los matemáticos aplicaban el cálculo variacional para la resolución de ecuaciones en derivadas parciales (EDPs), mientras que los segundos abordaron el problema a través de la división de una estructura en pequeños componentes denominados elementos con leyes tensodeformacionales más simples.

Para el caso de un análisis tensodeformacional, se discretiza el medio continuo en una serie de elementos definidos por una serie de nodos que pueden ser los propios vértices geométricos del elemento y puntos intermedios adicionales. Sobre esos elementos se eligen unas ecuaciones constitutivas que rigen la relación entre esfuerzos y deformaciones.

Las expresiones que vinculan los esfuerzos y las deformaciones en un elemento se expresan en función de las variables nodales (deformaciones y esfuerzos en los nodos). A continuación, se procede al ensamblaje de las distintas ecuaciones constitutivas de cada elemento en un sistema de ecuaciones global de toda la estructura. En este sistema las variables dependientes son, generalmente, los desplazamientos nodales, y las independientes las fuerzas nodales. Este sistema de ecuaciones se suele expresar de forma matricial:

$$[F] = [k]x[d]$$

F: Vector de fuerzas exteriores en los nodos (de toda la estructura)

K: Matriz de rigidez del sistema (matriz ensamblada)

d: Vector de desplazamientos en los nodos (de toda la estructura)

La matriz K representa los esfuerzos que se originan en la estructura (axiles, flectores, torsores) como consecuencia de unos movimientos unitarios (deformaciones, giros diferenciales, etc.). Esta matriz describe a toda la estructura objeto de cálculo y surge de ir ensamblando matrices más simples que definen sólo los esfuerzos y deformaciones en los nodos de elementos sencillos. A través de una adecuada nomenclatura, para cada nodo se suman los aportes de esfuerzos nodales de cada uno de los elementos que convergen en un nodo.

Este método muestra su mayor potencial para elementos y sólidos 3D en donde el planteamiento de la matriz K de 'forma manual' es muy compleja, ya que la relación que liga esfuerzos y deformaciones parte de la resolución de una ecuación en derivadas parciales, se precisa la aplicación del método numérico específico para abordar el problema.

La particularidad del Método de los Elementos Finitos (MEF) y que lo diferencia del método matricial de resolución de estructuras, es la metodología numérica que aplica para la resolución de ecuaciones en Derivadas Parciales (EDPs) que puedan regir el comportamiento de un elemento.

Para abordar la resolución de EDPs, en el MEF se definen, en primer lugar, unas funciones de forma genéricas. Dichas funciones caracterizan el campo de desplazamientos de un elemento como consecuencia de un movimiento unitario en cada uno de los nodos de las incógnitas fundamentales de movimientos, desplazamientos o giros, (denominadas, comúnmente, grados de libertad). Las funciones de forma son polinomios de al menos un orden superior al orden de la EDP que caracteriza el estado tensodeformacional de cada elemento, y con coeficientes desconocidos. Se asume que dichas funciones de forma son la

solución aproximada de la EDP (campo de desplazamientos). Para calcular los coeficientes de las funciones de forma, se aplica, generalmente, el método de los residuos ponderados, también conocido como Método de Galerkin. Para el caso de un análisis tensodeformacional, la aplicación del método de Galerkin conlleva a la misma solución de los coeficientes del polinomio que la imposición del Principio de Trabajos Virtuales.

6.14 Elementos discretos

Para la discretización del dominio mediante elementos discretos, cada elemento es equivalente a un único cuerpo con una geometría definida por el usuario. Entre los elementos discretos se pueden definir determinadas propiedades de interacción (fricción, choque, atracción), que regirán la evolución de las variables cinemáticas de cada elemento (Cundall and Strack 1979). El método fue desarrollado por Peter Cundall en 1971 para estudiar fenómenos dinámicos en macizos rocosos fracturados. Interesaba modelizar no tanto la deformación de cada fragmento de roca, sino más bien el seguimiento de sus variables cinemáticas teniendo en cuenta su interacción con el resto de fragmentos.

Los elementos pueden contener todos los grados de libertad en cuanto a movimientos (traslaciones y rotaciones). Las ecuaciones de gobierno que los rigen se fundamentan en las leyes de Newton.

La generación de los elementos discretos puede definirse a través de una geometría ya definida por el usuario, o bien a través de un algoritmo de generación de elementos aleatorios a lo largo del dominio de estudio, y que posean formas simples (esferas, caso más general, cubos, poliedros, etc). Algunos programas disponen de la función de crear un dominio de elementos discretos de forma esférica a partir de una determinada granulometría.

Dependiendo de las interacciones que se definan entre las partículas, este algoritmo de resolución suele demandar mucho esfuerzo computacional, especialmente cuando se necesitan simular fenómenos de interacción entre elementos complejos.

6.15 ALE (Arbitrary Lagrange Euler)

Es un algoritmo de discretización del continuo que trata de abordar los problemas que presenta un enfoque lagrangiano (problemas de convergencia para grandes distorsiones de la malla) y un enfoque euleriano (no se puede seguir la posición de una partícula, contorno del dominio fijo).

Esta metodología proponía discretizar parte del problema mediante una malla euleriana y otra parte mediante una malla lagrangiana, creando una interfase entre ambas partes para la transmisión de fuerzas, deformaciones u otras variables físicas, y aplicando a cada una de las partes las ecuaciones de gobierno correspondientes (para el caso de combinar un fluido -malla euleriana- y una estructura -malla lagrangiana-) (Noh 1964).

No fue hasta 1974 cuando se propuso una nueva forma de abordar problemas aplicando una discretización mixta euleriana-lagrangiana (Hirt et al. 1974). El algoritmo consistía en realizar un mallado inicial lagrangiano, calcular la solución para un primer paso de acciones externas o tiempo, y para la nueva geometría, remallar el dominio con la forma original del mismo (rellenando zonas del dominio con nuevos elementos, o eliminando elementos que se encuentren fuera del dominio) o bien con otra malla que sea adecuada para que el problema no presente problemas de distorsión.

6.16 SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics)

Es un método numérico aplicado generalmente para simular fluidos, que aplica un enfoque lagrangiano sobre una discretización del medio sin mallas. Es especialmente útil para la simulación de superficies libres de fluidos, ya que al contrario que con un enfoque euleriano, no es necesario definir a priori el contorno de la superficie libre, y ésta, además, puede adoptar cualquier forma.

Fue inicialmente propuesto dentro del ámbito de la astrofísica para abordar numéricamente problemas en 3D (Gingold and Monaghan 1977; Lucy 1977), si bien se ha extendido a la modelización de fluidos, análisis de impactos entre sólidos, y al estudio de fracturas.

El método SPH divide al continuo en un conjunto de puntos que se denominan partículas. Estas partículas se definen con un centro y un radio o distancia (denominada ‘distancia suavizada’, del inglés ‘smoothedlength’, denotada generalmente con el término h), sobre la cual la magnitud objeto de estudio es suavizada. Los centros de la partícula poseen un determinado valor de la variable objeto de estudio (p.ej. densidad), pero además representan puntos de interpolación. La cantidad de la magnitud física en un punto cualquiera se obtendría teniendo en cuenta el valor en ese mismo punto y además las contribuciones de las partículas que se encuentran a una determinada distancia, (generalmente se toma el valor $2h$). La contribución de cada partícula en la determinación de una determinada magnitud en un punto, se pondera en función de la distancia a la que se encuentre esa partícula y su densidad. A la función de ponderación se denomina función kernel, y diversos autores han propuesto distintas expresiones para la función kernel. Las dos funciones kernel más empleadas son la curva de Gauss y la interpolación segmentaria polinómica cúbica (‘cubicspline’).

Para que la solución no se vea influenciada por los errores de la aleatoriedad de la distribución de las partículas, es necesario tomar un número elevado de las mismas. El esfuerzo computacional de este método frente a los elementos finitos, diferencias finitas, ALE u otros, sigue siendo menor. Como contrapartida, se pierde algo de precisión en la solución respecto a otros métodos.

6.17 Justificación de la metodología empleada

Para realizar la simulación se optó por un programa de Elementos Finitos de la casa Midas, el **Midas GTS NX**, que utiliza la discretización mediante mallas y el cual funciona muy bien para análisis tensodeformacionales en 2D y sobre todo en 3D para un análisis estático como es el que se pretende llevar a cabo en este TFD.

Es una versión muy enfocada hacia los problemas geotécnicos tales como muros, túneles o como en nuestro caso cimentaciones, con muchas posibilidades para analizar los resultados obtenidos de forma gráfica.

CAPITULO 7

7. METODOLOGÍA DE TRABAJO CON MIDAS GTS NX

7.1 Geometría

Primeramente y con la ayuda de las diferentes herramientas de dibujo que aporta el programa, se modelizó en 3D la zapata del aerogenerador sobre un bloque al que posteriormente se le darían las características de los diferentes substratos rocosos de naturaleza andesítica.

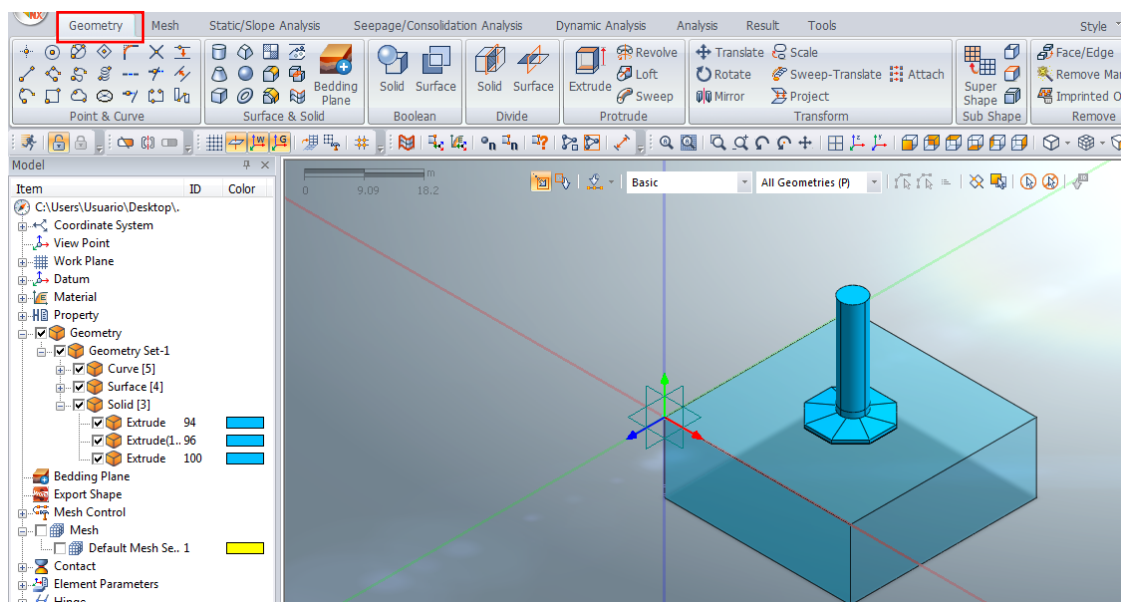


Figura 7.1 Detalle del menú de geometría del programa Midas GTS

Estos substratos se cortaron cada 2 m con planos paralelos a diferentes inclinaciones para poder simular las discontinuidades del macizo rocoso (bandas de flujo, grietas de enfriamiento ..) las cuales podían influir en los resultados tensodeformacionales obtenidos.

7.2 Mallado

Una vez generado la geometría del modelo en 3D, se procede a realizar el mallado del mismo. Se ejecuta un mallado en 3D de cada uno de los elementos que componen el modelo, asociado al cual van las características de los materiales constituyentes de cada elemento (substrato andesítico, hormigón...).

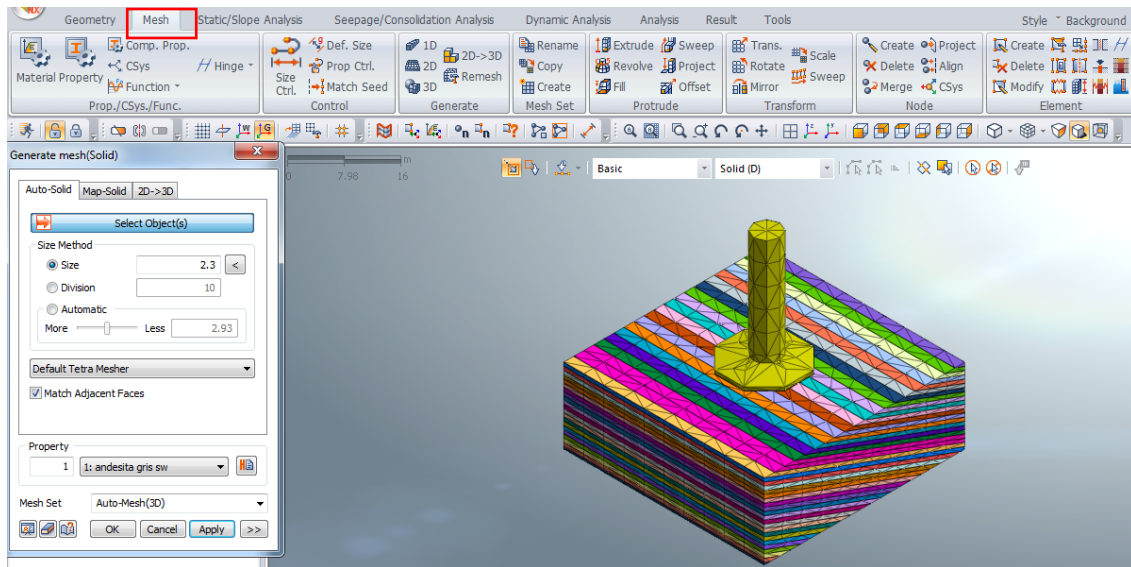


Figura 7.2 Detalle menú mallado programa Midas GTS

Una parte muy importante de esta fase es el valor de los parámetros geotécnicos que se asignan a los distintos materiales que forman parte del modelo, ya que de ellos va a depender las respuestas de estos ante las solicitaciones exigidas.

En nuestro caso trabajaremos con dos facies andesíticas, una gris y otra rosa, con tres grados de alteración diferentes. En el apartado 5.1.4 se pueden observar los parámetros adoptados para las diferentes facies.

Tenemos que procurar que las mallas de los diferentes elementos queden ensambladas entre sí, para que cuando ejecutemos el análisis de nuestro modelo no se obtengan valores anómalos.

7.3 Condiciones de contorno

Necesitamos definir unas condiciones de contorno para los límites de nuestro modelo. Existen varias posibilidades, limitar el movimiento en el eje x, en el eje y o en ambos. En el caso de estudio, se decidió restringir el movimiento en los dos ejes, solo nos interesa la deformación que se produce en el interior de la porción de substrato rocoso definida.

7.4 Aplicación de las cargas

Las cargas que le son transmitidas a la zapata del aerogenerador a través de la interfaz de conexión con la torre son, principalmente, las producidas por el peso propio de la estructura (torre, góndola y palas) y el empuje del viento. El peso propio constituye una acción vertical, mientras que el empuje del viento es una acción horizontal que actúa en dos zonas distintas, el área barrida por las palas y el fuste de la torre.

En nuestro caso la resultante total de todas estas acciones son una fuerza vertical, una horizontal y un momento.

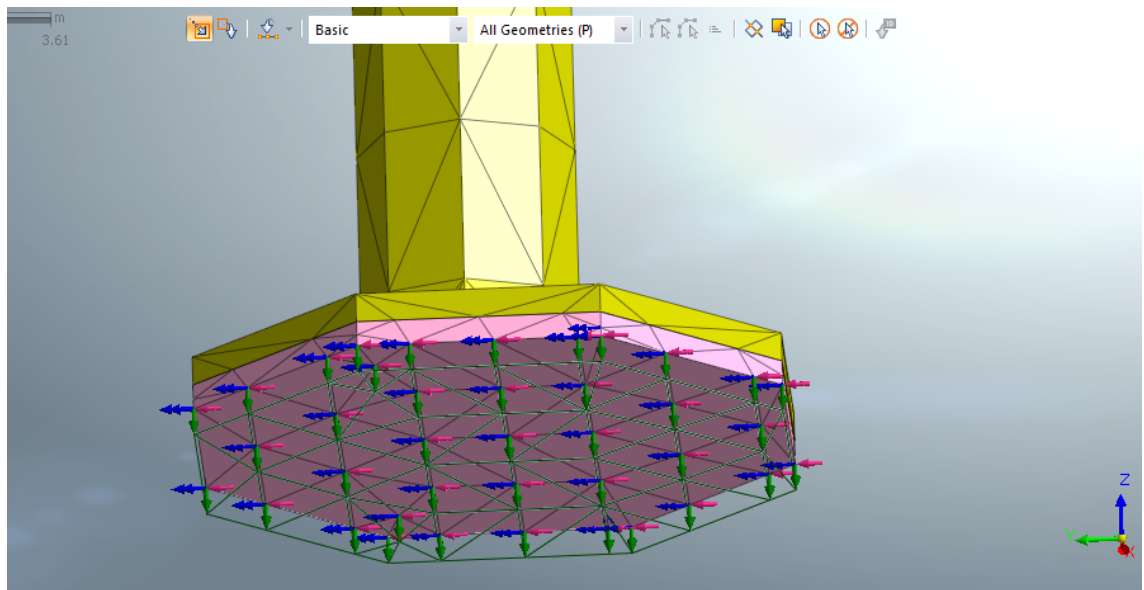


Figura 7.3 Detalle fuerzas y momentos aplicados en la base de la zapata del aerogenerador

La carga vertical se aplicó al modelo en la base de la zapata siguiendo la dirección del eje Z y la carga horizontal y el momento siguiendo la dirección del eje Y.

7.5 Elección del modelo de análisis

Finalmente, una vez que tenemos nuestro modelo generado, mallado, con unas condiciones de contorno y sometido a una serie de cargas se procede a realizar el análisis del mismo.

Existen en Midas GTS diferentes posibilidades de análisis, dependiendo de los resultados que se busquen obtener.

Se decidió realizar un *análisis lineal estático*.

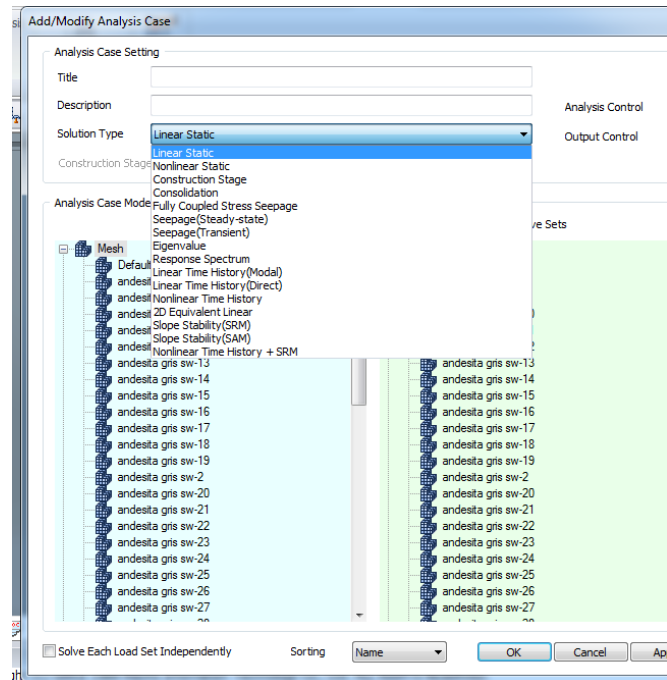


Figura 7.4 Diferentes opciones de análisis con Midas GTS

7.6 Evaluación de los resultados

Midas GTS cuenta con una serie de salidas gráficas que te permiten evaluar los resultados del análisis de un modelo, deformaciones, esfuerzos, tensiones...

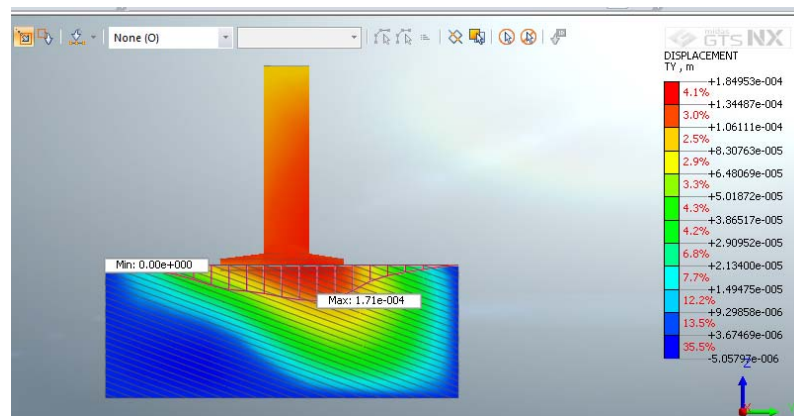


Figura 7.5 Detalle diagrama desplazamientos de la zapata del aerogenerador según el eje Y

CAPITULO 8

8. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

En este TFG se evaluó la evolución de la deformabilidad y el reparto de tensiones bajo la cimentación superficial de un aerogenerador apoyado sobre dos facies diferentes de un substrato andesítico (andesitas grises y rosas) con calidades diferentes (valores de GSI diferentes) y para distintos ángulos de inclinación de las discontinuidades presentes en las mismas.

Todos los parámetros utilizados provienen de un trabajo de campo y laboratorio previo en el que se estudiaron tanto las discontinuidades (grietas de enfriamiento, bandas de flujo y de origen tectónico) como las características mecánicas y deformacionales de los diferentes substratos rocosos.

Para crear nuestro modelo en 3D y poder realizar las simulaciones para las diferentes casuísticas se utilizó un programa de cálculo por elementos finitos, el **MIDAS GTS-NX**.

Se consideró una zapata octogonal de 14x14 m apoyada a una profundidad de 0.60 m. Como criterio de rotura para definir las propiedades de la matriz rocosa se siguió el modelo de Hoek y Brown (4.3.1 criterio de rotura de Hoek y Brown) y como parámetros geotécnicos se estimaron los mencionados en el capítulo 5.1.4.

Como resultado de todas las acciones sobre el aerogenerador se consideró la siguiente distribución de cargas sobre la zapata:

- Fuerza horizontal de 522.9 kN
- Fuerza vertical de 13.168,3 kN
- Momento de 37.361,1 kN/m

Se asignó al eje Y del modelo como la dirección de vientos dominantes, actuando en esa dirección el momento y la fuerza horizontal antes mencionados.

Con estas premisas, y analizando una sección vertical según el plano “YZ”, se obtuvo la siguiente deformación total bajo zapata para los distintos valores de GSI y con una inclinación de las discontinuidades que varía entre 20 y 90°:

Tabla 8.1 Resultados deformación total bajo la zapata del aerogenerador en cm

ANGULO DE DISCONTINUIDAD (°)	ANDESITA GRIS SW	ANDESITA GRIS MW	ANDESITA ROSA SW	ANDESITA ROSA MW	ANDESITA GRIS/ROSA HW
	GSI=50	GSI=35	GSI=45	GSI=27	GSI=15
	DEFORMACIÓN TOTAL (cm)				
20	7.29E-02	0.249	0.250	1.41	9.99
30	7.25E-02	0.236	0.248	1.39	10.2
40	7.18E-02	0.241	0.243	1.43	10.6
50	7.56E-02	0.249	0.252	1.43	10.5
60	7.58E-02	0.248	0.252	1.43	10.5
70	7.69E-02	0.257	0.261	1.45	10.3
80	7.69E-02	0.311	0.261	1.96	14.5
90	7.59E-02	0.248	0.252	1.43	10.4
MÁXIMO	7.69E-02	0.311	0.261	1.96	14.5

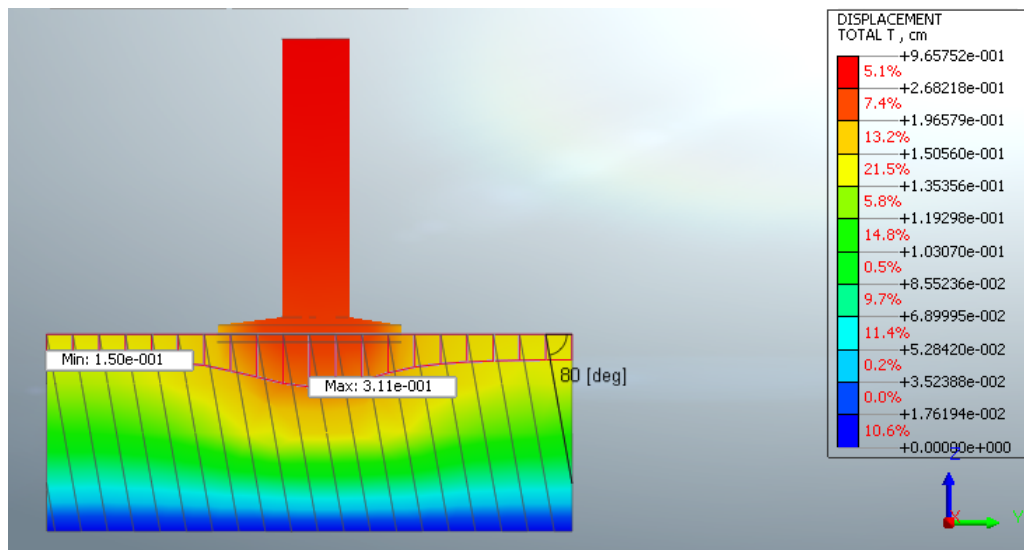


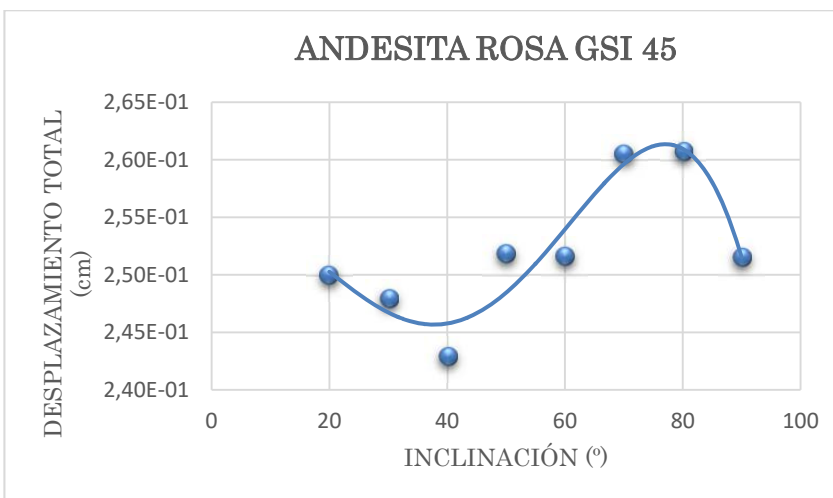
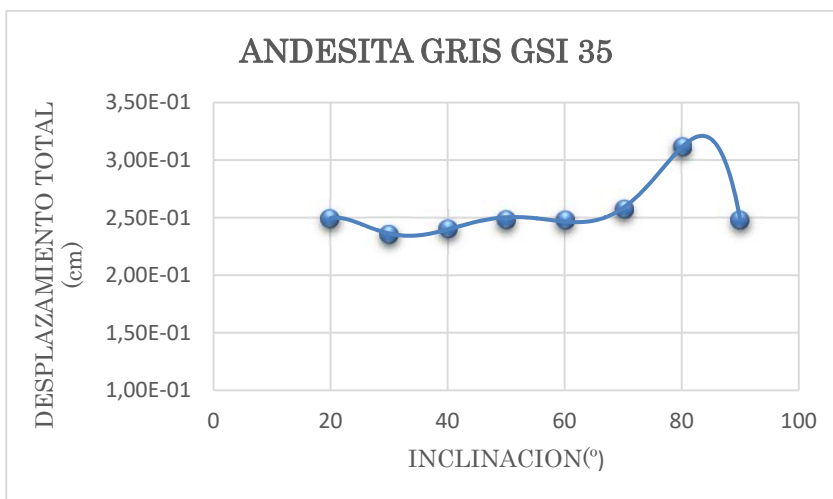
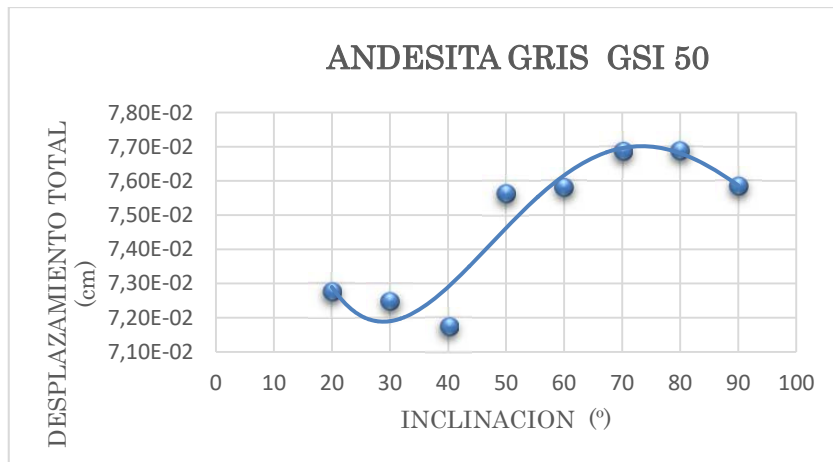
Figura 8.1 Detalle diagrama desplazamiento total andesita gris GSI 35

De los resultados obtenidos se contrasta que para valores altos de GSI los desplazamientos son muy pequeños aumentando el valor del desplazamiento con la disminución de estos, pasando de un valor de desplazamiento mínimo de 7.69E-02 cm para las andesitas grises de GSI 50 a 14.5 cm para las andesitas gris-rosa de GSI 15. Estos son ya valores de desplazamiento inadmisibles.

Además, para valores de GSI de 15, parece producirse un aumento brusco de los desplazamientos.

En las siguientes gráficas se puede apreciar que el desplazamiento total presenta una distribución polinómica. Para andesitas de iguales características no parece haber una

variación importante del desplazamiento con la inclinación de las discontinuidades, solo pequeños aumentos del desplazamiento para inclinaciones de entre 70° y 80°.



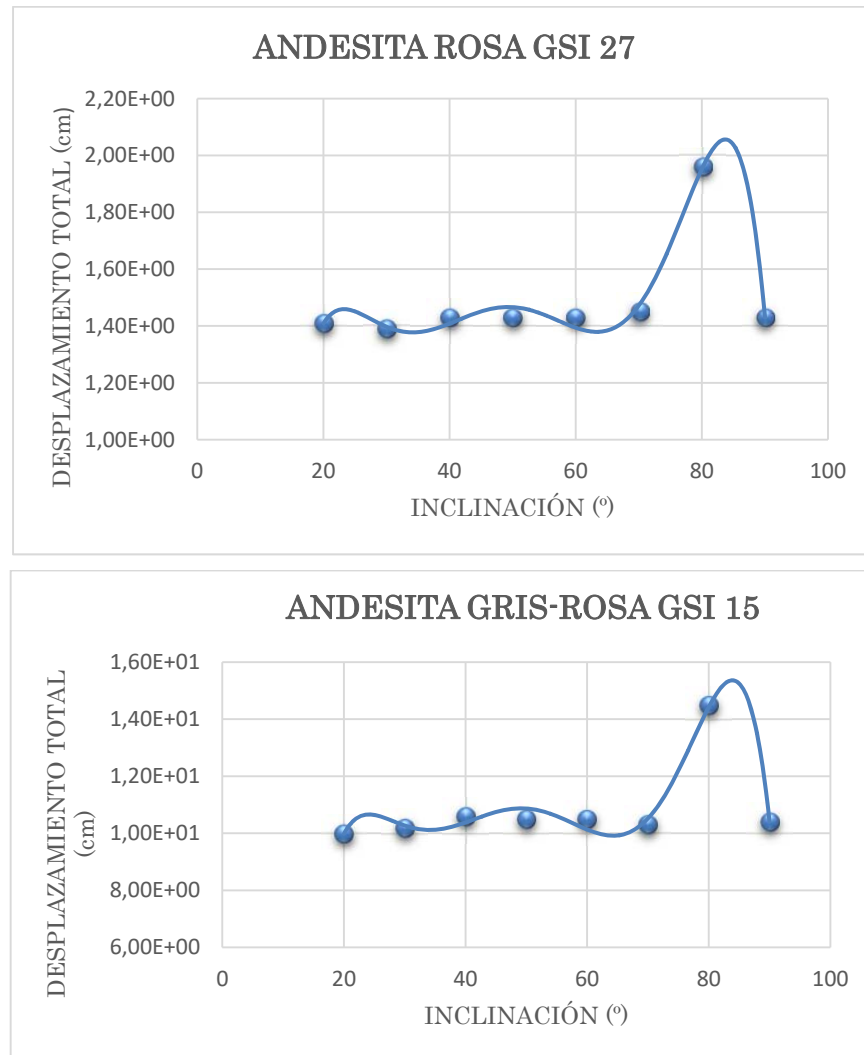


Gráfico 8.1 Gráficos que muestran la variación del desplazamiento total en función de la inclinación para los distintos valores de GSI

En el anexo I se presentan todos los desplazamientos verticales calculados para los distintos substratos, grados de alteración y buzamientos de discontinuidades.

Si analizamos solo los desplazamientos en el eje Y, se produce como puede observarse en la *figura 8.2*, un bulbo de deformación asimétrico, que se extiende a mayor profundidad en el extremo de la zapata bajo el punto "A", resultado de una evidente excentricidad de las cargas.

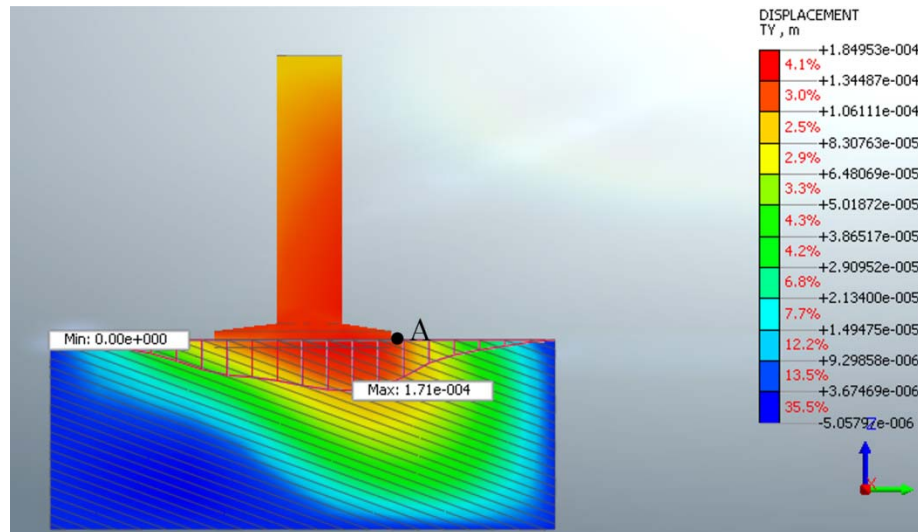


Figura 8.2 Detalle desplazamiento vertical en un plano que sigue el eje Y

Los valores de desplazamiento vertical según el eje Y van de 2.31E-02 cm para las andesitas grises de GSI 50 a 3.08 cm para las andesitas gris-rosa de GSI 15.

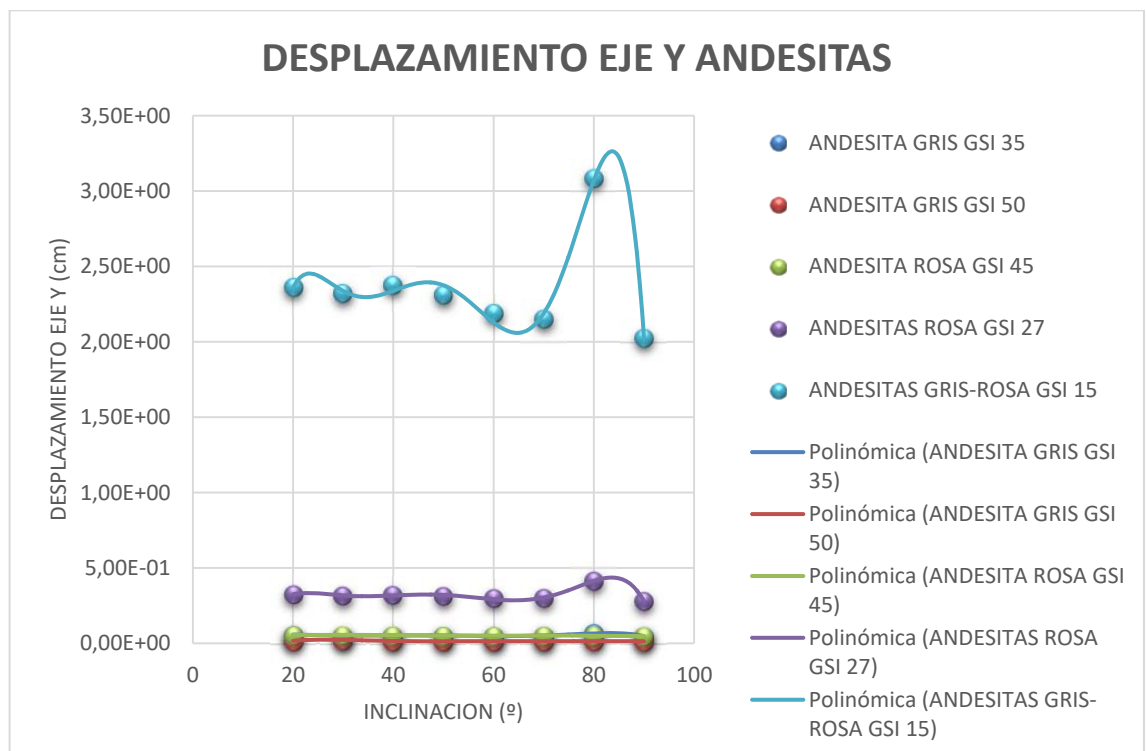


Gráfico 8.2 Diagrama desplazamientos en eje Y máximos para los diferentes índices GSI e inclinaciones

En el gráfico 8.2 se ve como aumenta progresivamente el desplazamiento en el eje Y con la disminución del valor del índice GSI, observándose un brusco aumento para valores de GSI de 15. Además, la inclinación de las discontinuidades (70-80°) presenta también una

mayor influencia en el valor del desplazamiento con la disminución del índice GSI, pasando las curvas de un comportamiento lineal a uno polinómico.

Si analizamos las tensiones en la zapata, se puede observar un cambio de estas de un extremo a otro de la cimentación en la sección YZ analizada. Pasamos de tensiones tractivas a compresivas.

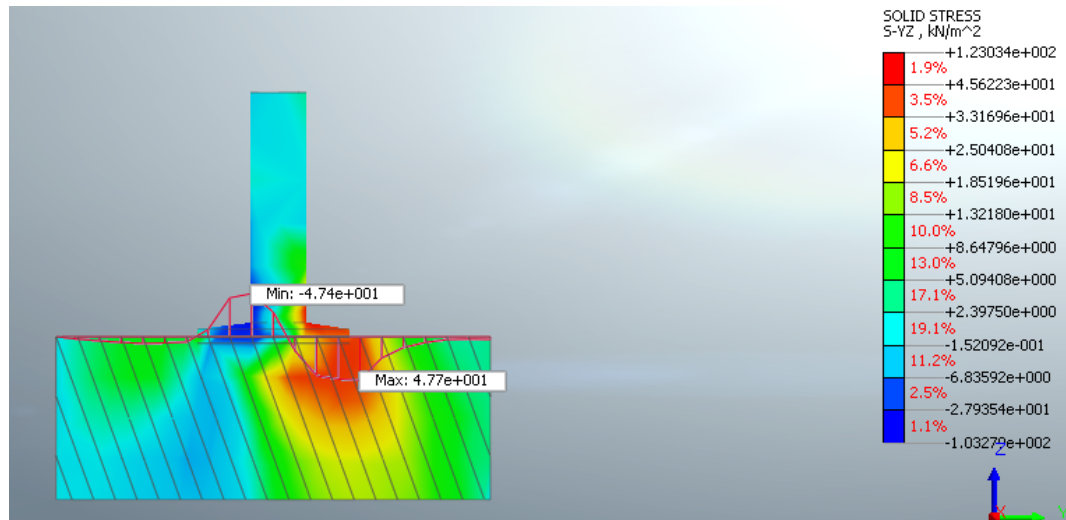


Figura 8.3 Diagrama reparto de tensiones tractivas y compresivas en la cimentación según un plano YZ.

Las tensiones compresivas muestran un aumento con la disminución del GSI, oscilando entre los 49.5 KN/m² para las andesitas grises de índice GSI 50 a 157 KN/m² para las andesitas gris-rosa de índice GSI 15.

Además, como puede observarse en el gráfico 8.6 con la disminución del índice GSI las tensiones compresivas en las andesitas pasan de un comportamiento lineal a uno polinómico, como resultado de una mayor influencia de la inclinación de las discontinuidades (20°, 40° y 70°) al disminuir la calidad del substrato rocoso.

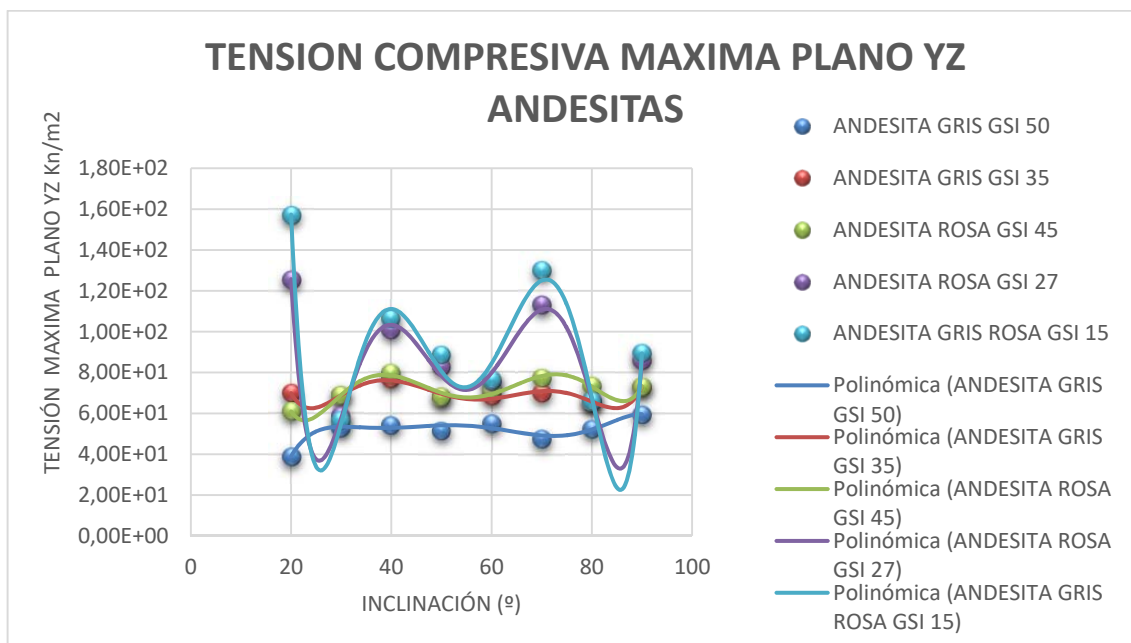


Gráfico 8.3 Gráfico variación tensiones compresivas plano YZ con la inclinación de las discontinuidades.

En el anexo II se presentan todas las tensiones evaluadas para los distintos tipos de sustrato, grados de alteración y buzamientos.

CAPITULO 9

9. CONCLUSIONES

En este TFG se estudio la evolución de la deformabilidad y el reparto de tensiones bajo la cimentación superficial de un aerogenerador apoyado sobre dos facies diferentes de un sustrato andesítico (andesitas grises y rosas) con calidades diferentes (valores de GSI diferentes) y para distintos ángulos de inclinación de las discontinuidades presentes en las mismas.

Para crear nuestro modelo en 3D y poder realizar las simulaciones para las diferentes casuísticas se utilizó un programa de cálculo por elementos finitos, el *MIDAS GTS-NX*.

Las simulaciones efectuadas y los cálculos obtenidos con las mismas se realizaron en condiciones estáticas.

Como resultado del estudio se observa un **aumento del desplazamiento vertical total bajo la cimentación del aerogenerador al disminuir el índice GSI** de calidad del sustrato rocoso.

Para valores **GSI de 15 se produce un salto significativo en el valor del desplazamiento total** hasta alcanzar valores inaceptables (superiores a los 14 cm) para una cimentación directa, teniendo que contemplar otras opciones de cimentación (cimentación profunda, mejoras del terreno etc.).

Con la disminución de la calidad del macizo rocoso se advierte una **mayor influencia de la inclinación de las discontinuidades** en el resultado final del desplazamiento vertical.

Los buzamientos de 70° y 80° son los que parecen afectar más a los desplazamientos bajo la zapata.

El bulbo de deformación bajo la zapata se extiende hacia una mayor profundidad en el margen compresivo de la cimentación.

Se produce una excentricidad de la carga en la zapata con el consiguiente riesgo de despegue de esta, situación que deberá tenerse en cuenta en el dimensionamiento de la cimentación.

Las tensiones bajo la zapata aumentan con la pérdida de calidad del sustrato rocoso y también la influencia de las discontinuidades especialmente para buzamientos de 20°, 40° y 70°.

En el modelo estudiado **no se produce riesgo de vuelco.**

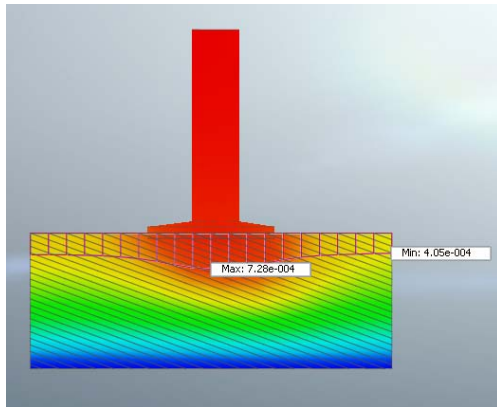
BIBLIOGRAFÍA

- [1] **Guía cimentaciones en obras de carretera**(Ministerio de Fomento 2009)
- [2] **Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes** (Pedro Ramírez Oyanguren y Leandro Alejano Monge).
- [3] **Manual de campo para la descripción y la caracterización de macizos rocosos en afloramientos** (Mercedes Ferrer y Luis I. González de Vallejo. Instituto Tecnológico Geominero de España).
- [4] **Análisis numérico sobre el efecto del grado de alteración de las Andesitas en las cimentaciones de turbinas eólicas** (Adiyaman Dergi Ruzgar).
- [5] **Análisis numérico sobre el efecto del clima grado de andesitas en el sistema de fundación de turbinas eólicas** (Víctor Germán Herrando. Universidad Politécnica de Cataluña. Junio 2012).
- [6] **Sistemas flexibles de alta resistencia para la estabilización de taludes. Revisión de los métodos de diseño existentes y propuesta de una nueva metodología de dimensionamiento** (Elena Blanco Fernández. Tesis doctoral Universidad de Cantabria. 2011).
- [7] **Excavación y cimentación en 3D con midas GTS NX.**
(https://www.youtube.com/watch?v=n0vlO5TfrFA&ab_channel=MIDASLA).
- [8] **Foundation complete tutorial piles.**
(https://www.youtube.com/watch?v=IFXYw4laXa4&t=1548s&ab_channel=MIDASGeotechGTSNX%2FSoilWorks%2FGeoXD).

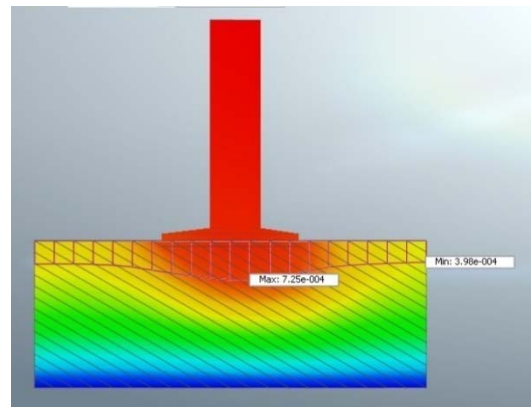
ANEXO I

DEFORMACIÓN TOTAL BAJO LA ZAPATA DEL AEROGENERADOR

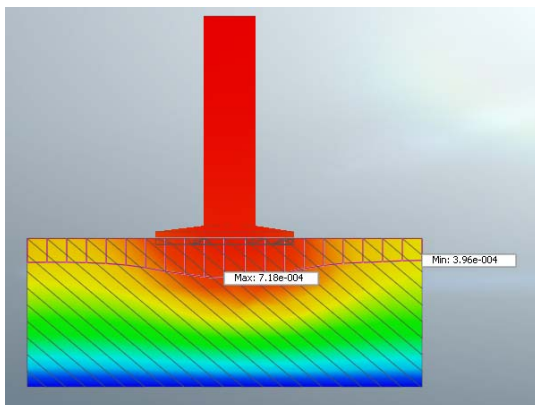
(unidades en metros)



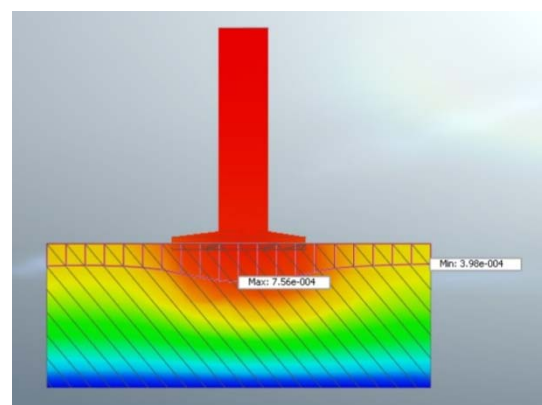
Andesita gris GSI 50 20° de buzamiento



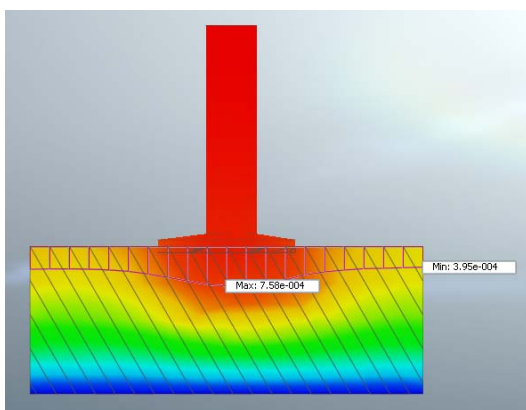
Andesita gris GSI 50 30° de buzamiento



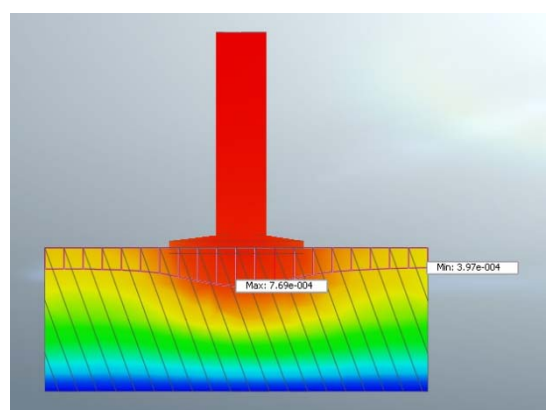
Andesita gris GSI 50 40° de buzamiento



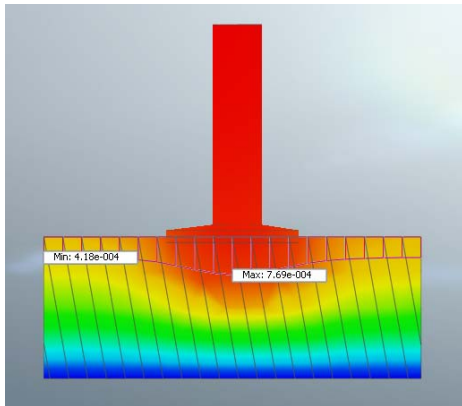
Andesita gris GSI 50 50° de buzamiento



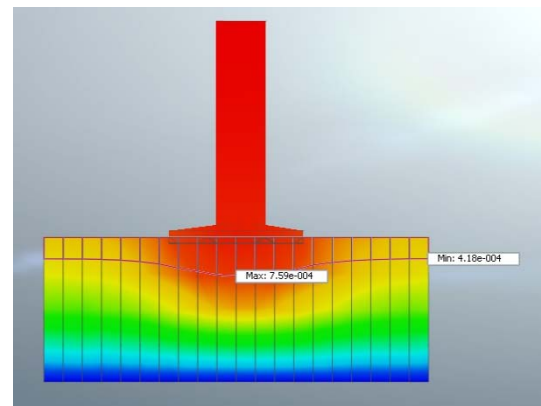
Andesita gris GSI 50 60° de buzamiento



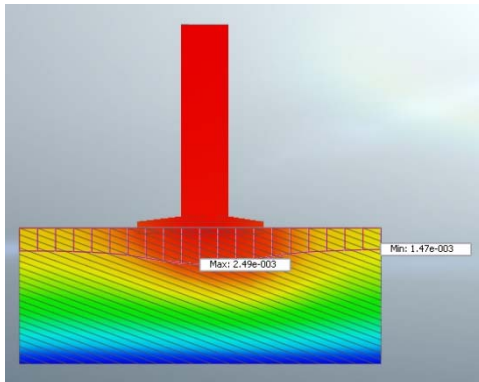
Andesita gris GSI 50 70° de buzamiento



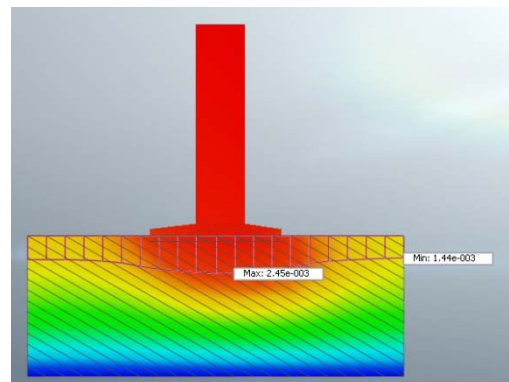
Andesita gris GSI 50 80° de buzamiento



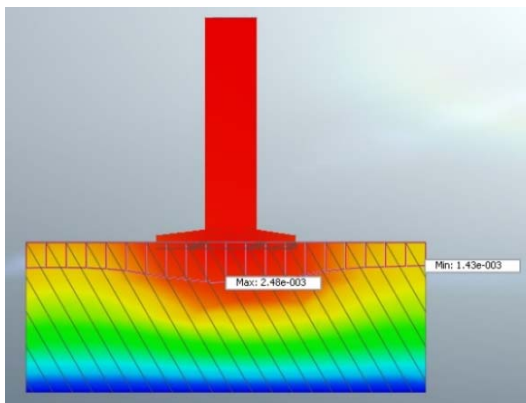
Andesita gris GSI 50 90° de buzamiento



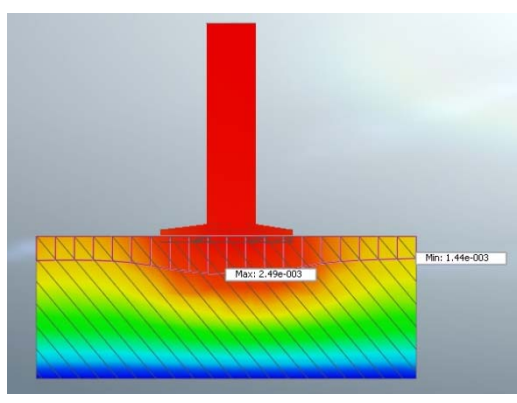
Andesita gris GSI 35 20° de buzamiento



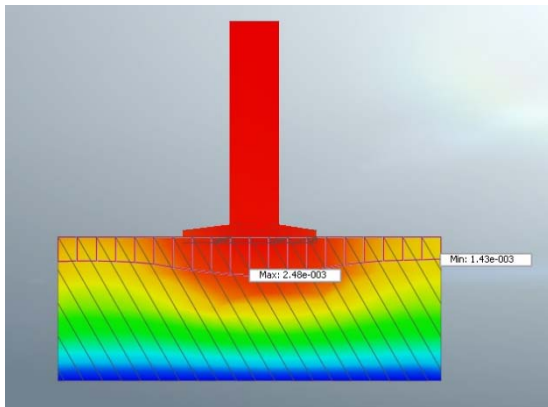
Andesita gris GSI 35 30° de buzamiento



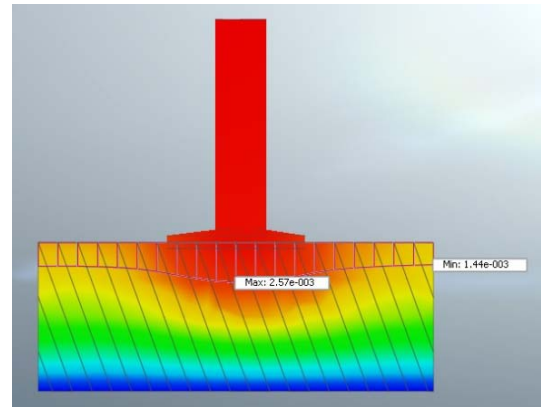
Andesita gris GSI 35 40° de buzamiento



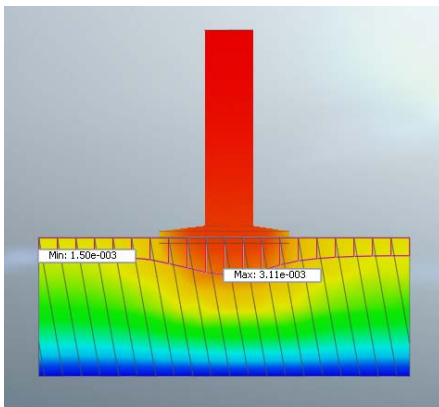
Andesita gris GSI 35 50° de buzamiento



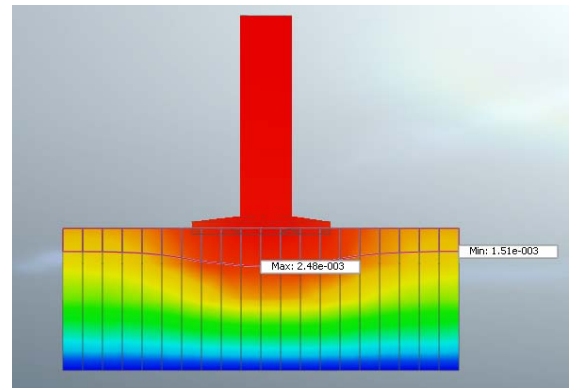
Andesita gris GSI 35 60° de buzamiento



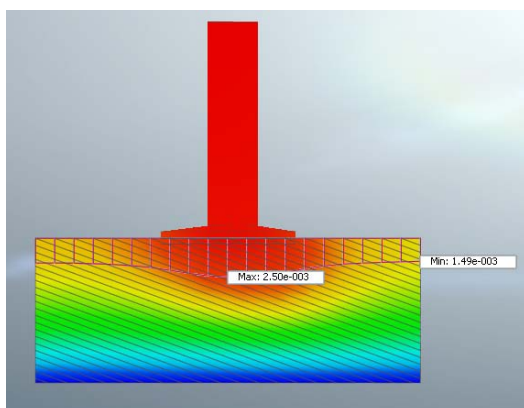
Andesita gris GSI 35 70° de buzamiento



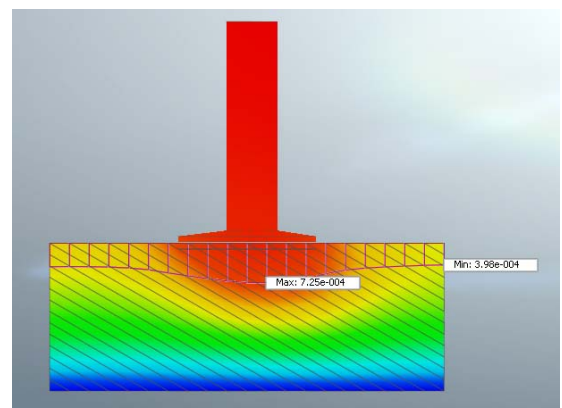
Andesita gris GSI 35 80° de buzamiento



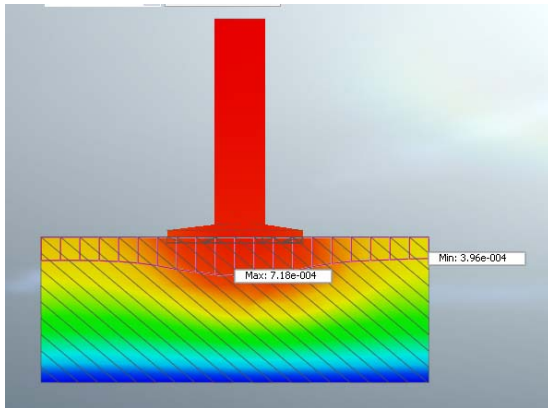
Andesita gris GSI 35 90° de buzamiento



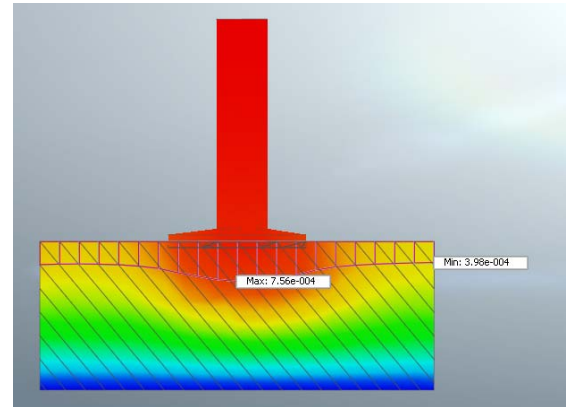
Andesita rosa GSI 45 20° de buzamiento



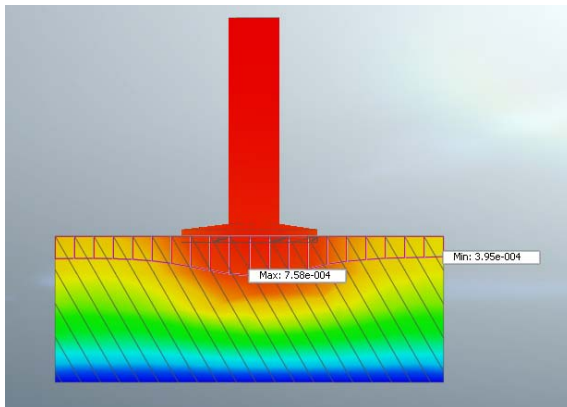
Andesita rosa GSI 45 30° de buzamiento



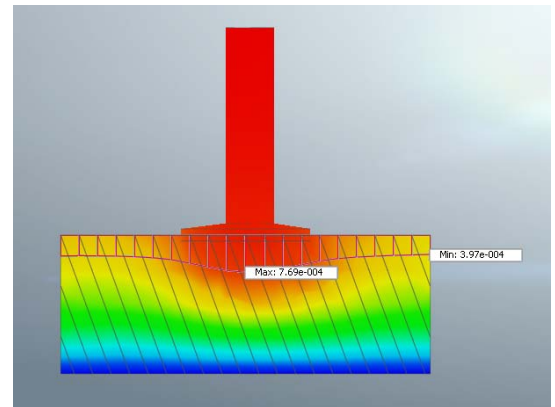
Andesita rosa GSI 45 40° de buzamiento



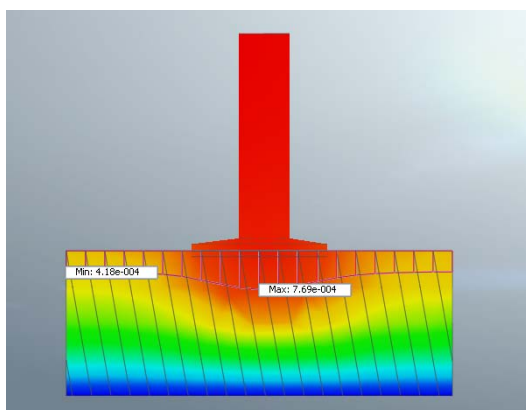
Andesita rosa GSI 45 50° de buzamiento



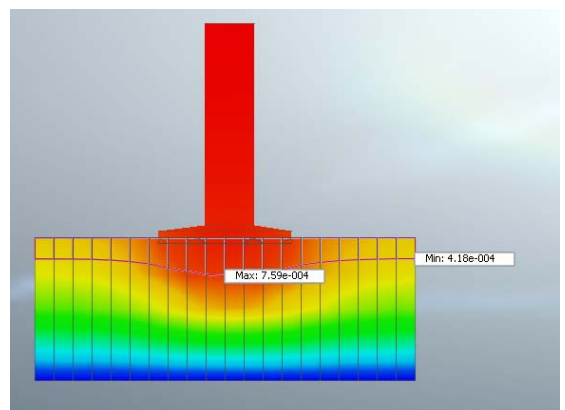
Andesita rosa GSI 45 60° de buzamiento



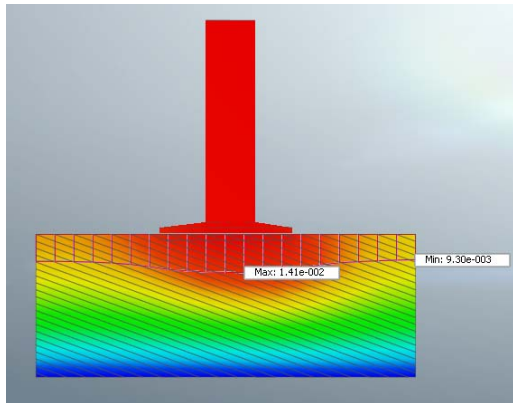
Andesita rosa GSI 45 70° de buzamiento



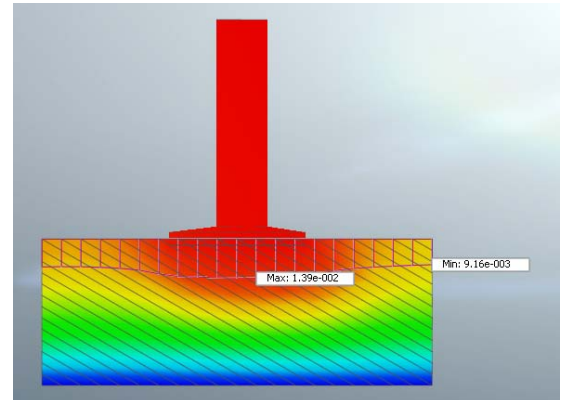
Andesita rosa GSI 45 80° de buzamiento



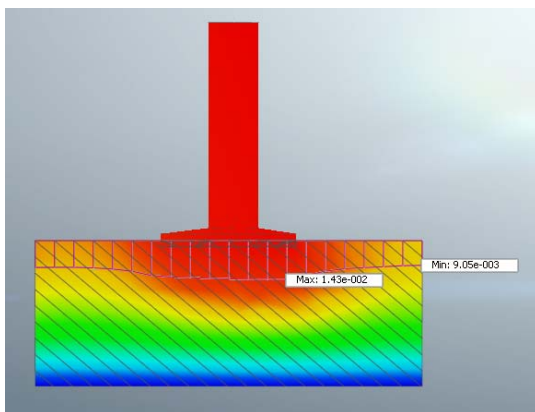
Andesita rosa GSI 45 90° de buzamiento



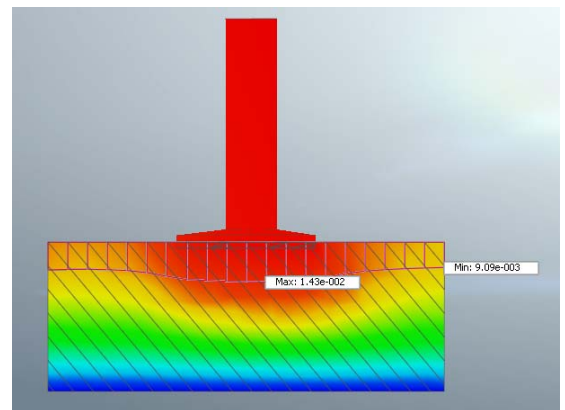
Andesita rosa GSI 27 20° de buzamiento



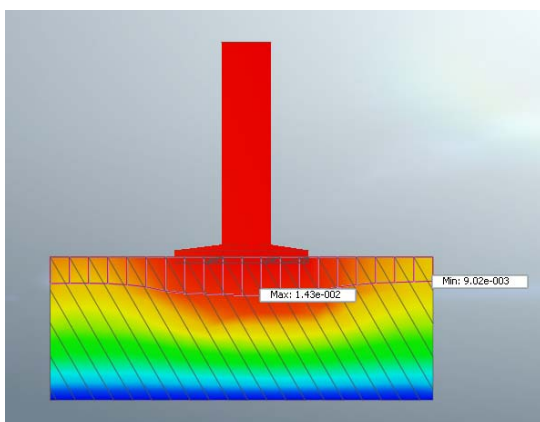
Andesita rosa GSI 27 30° de buzamiento



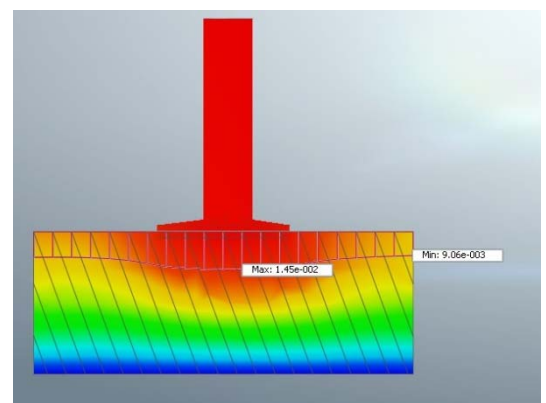
Andesita rosa GSI 27 40° de buzamiento



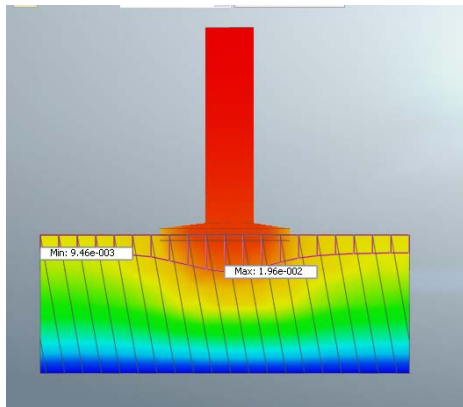
Andesita rosa GSI 27 50° de buzamiento



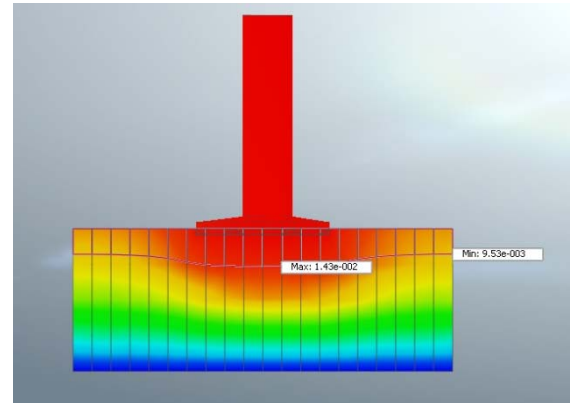
Andesita rosa GSI 27 60° de buzamiento



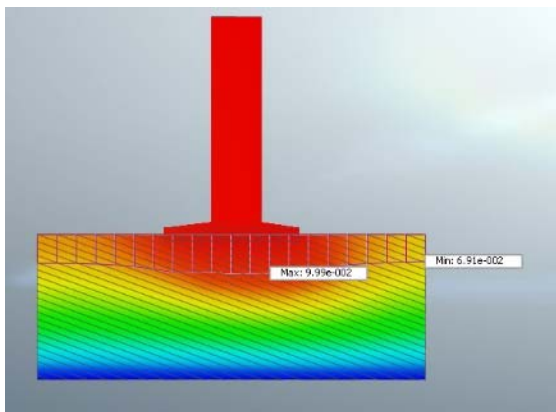
Andesita rosa GSI 27 70° de buzamiento



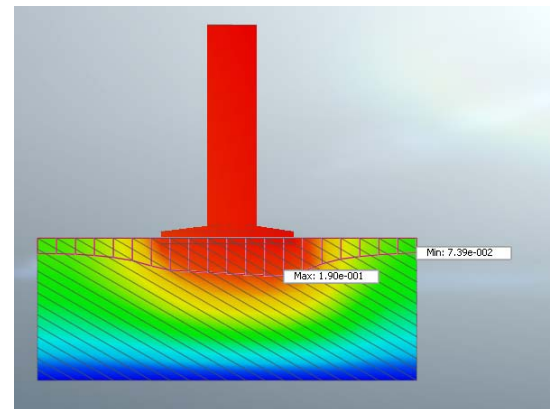
Andesita rosa GSI 27 80° de buzamiento



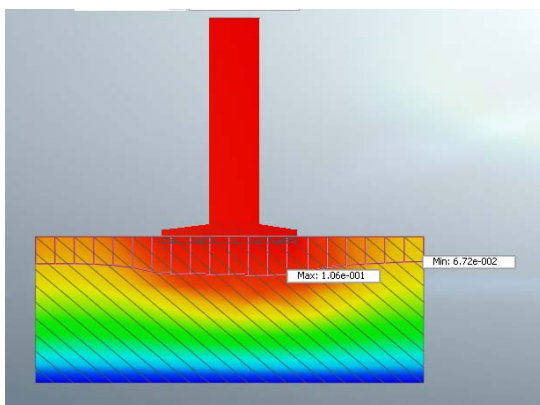
Andesita rosa GSI 27 90° de buzamiento



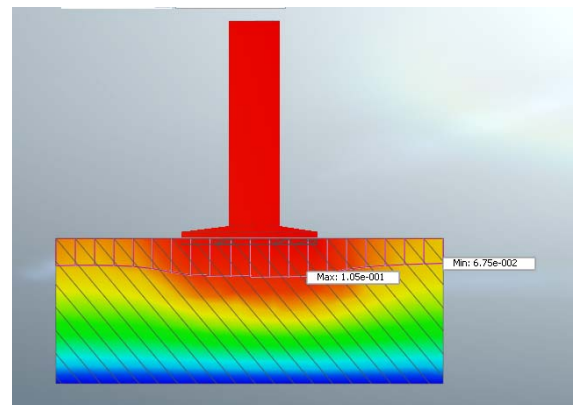
Andesita gris-rosa GSI 15 20° de buzamiento



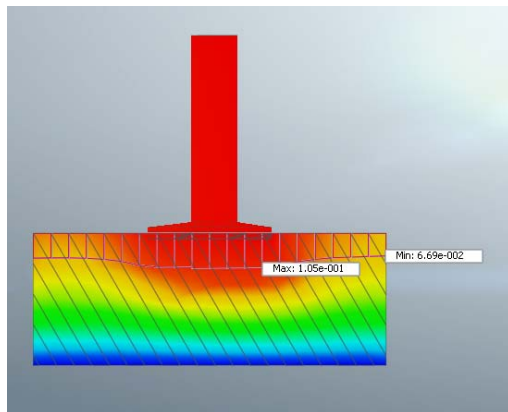
Andesita gris-rosa GSI 15 30° de buzamiento



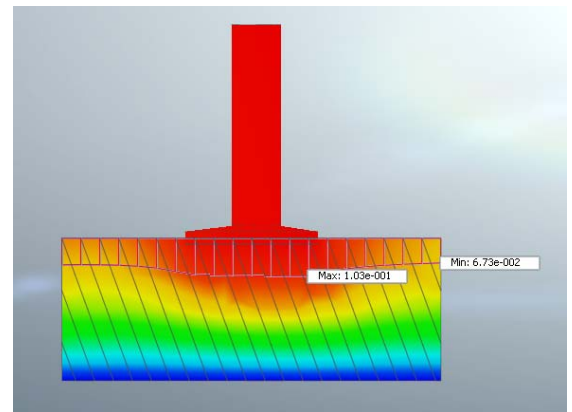
Andesita gris-rosa GSI 15 40° de buzamiento



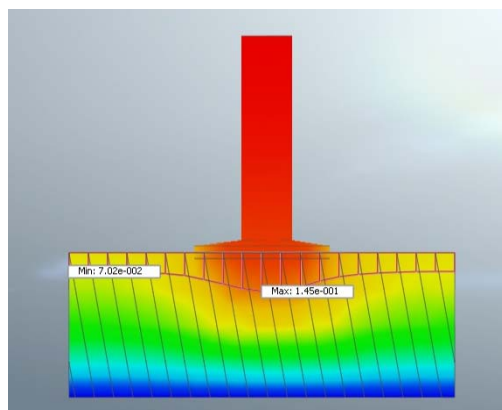
Andesita gris-rosa GSI 15 50° de buzamiento



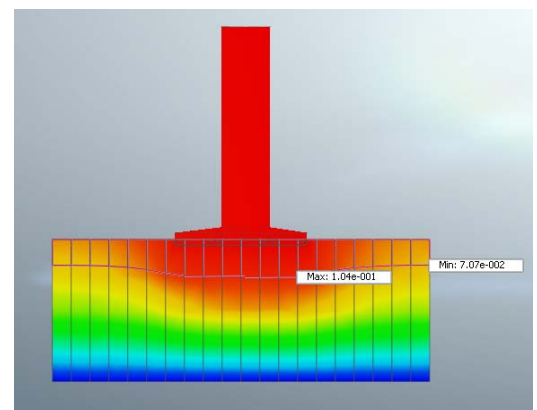
Andesita gris-rosa GSI 15 60° de buzamiento



Andesita gris-rosa GSI 15 70° de buzamiento



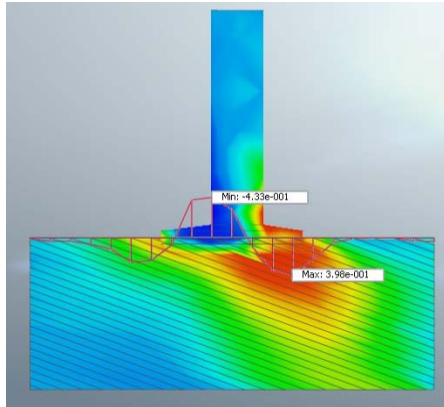
Andesita gris-rosa GSI 15 80° de buzamiento



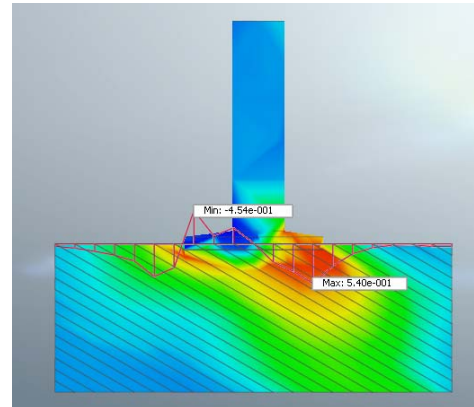
Andesita gris-rosa GSI 15 90° de buzamiento

ANEXO II

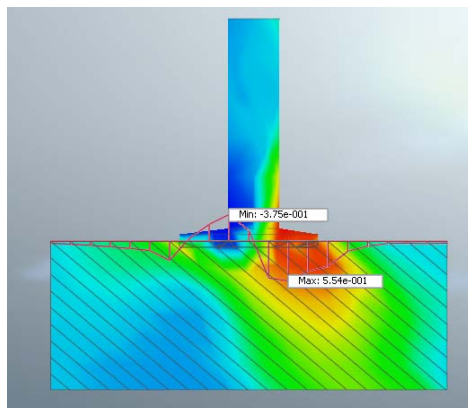
TENSIONES SEGÚN EJE YZ EN Kg/cm²



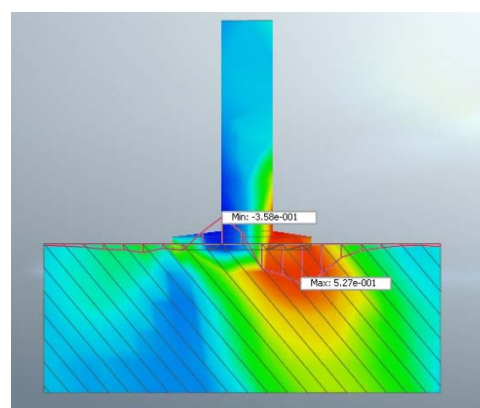
Andesita gris GSI 50 20° de buzamiento



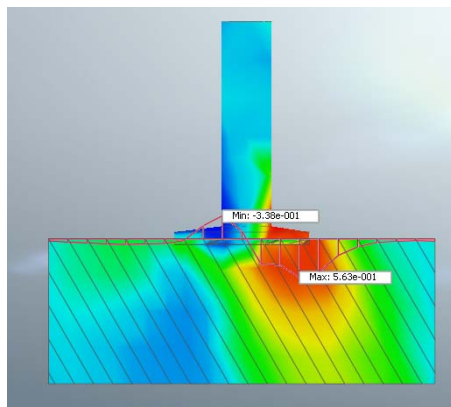
Andesita gris GSI 50 30° de buzamiento



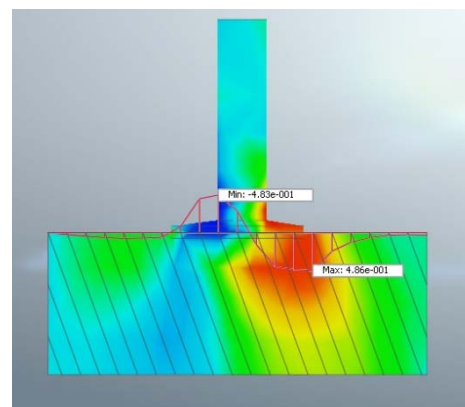
Andesita gris GSI 50 40° de buzamiento



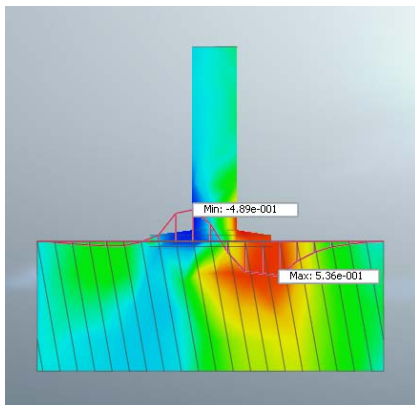
Andesita gris GSI 50 50° de buzamiento



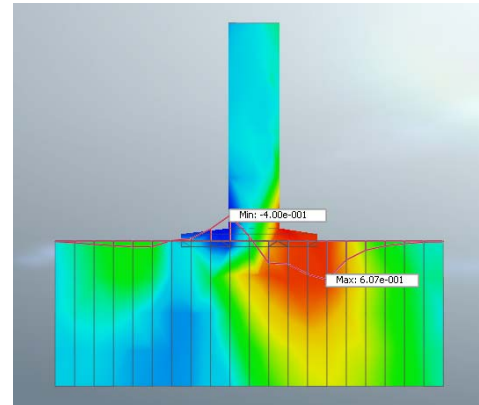
Andesita gris GSI 50 60° de buzamiento



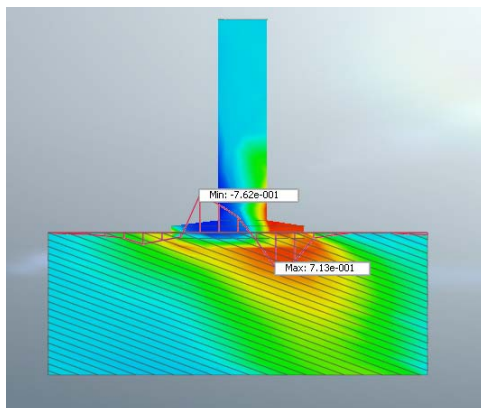
Andesita gris GSI 50 70° de buzamiento



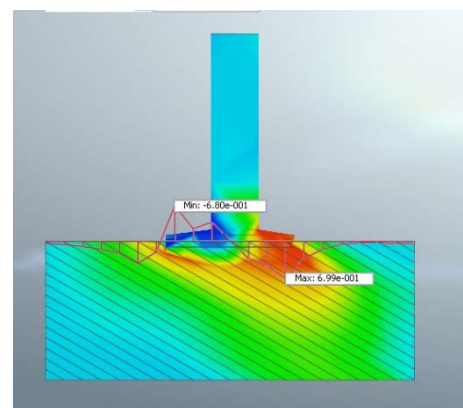
Andesita gris GSI 50 80° de buzamiento



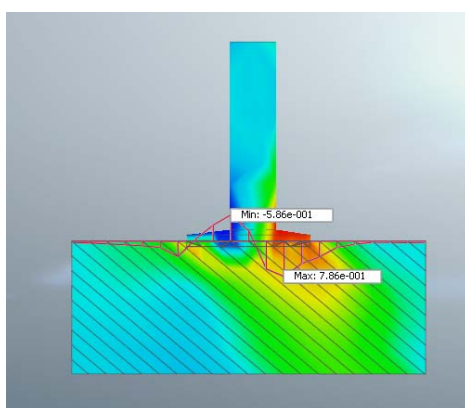
Andesita gris GSI 50 90° de buzamiento



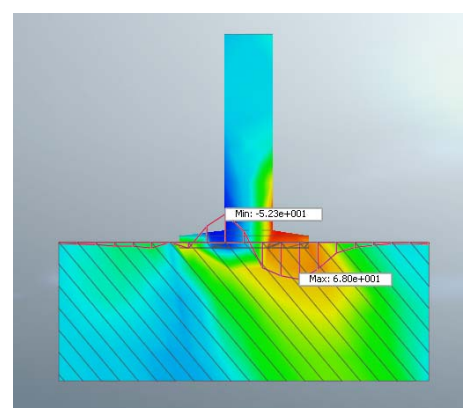
Andesita gris GSI 35 20° de buzamiento



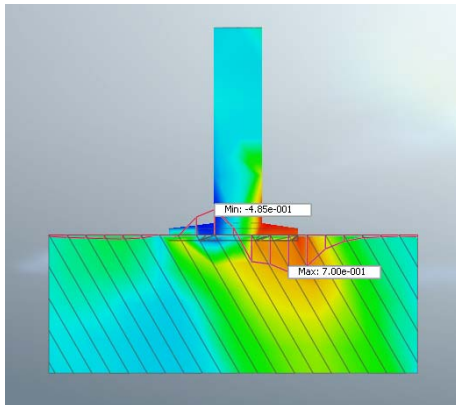
Andesita gris GSI 35 30° de buzamiento



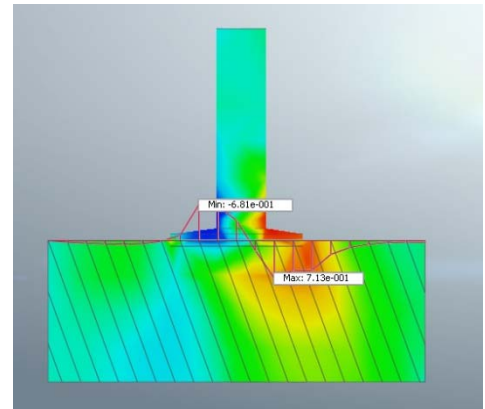
Andesita gris GSI 35 40° de buzamiento



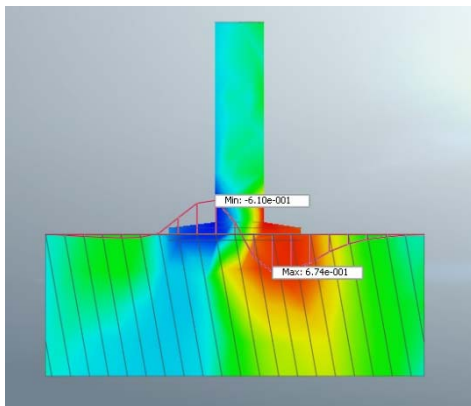
Andesita gris GSI 35 50° de buzamiento



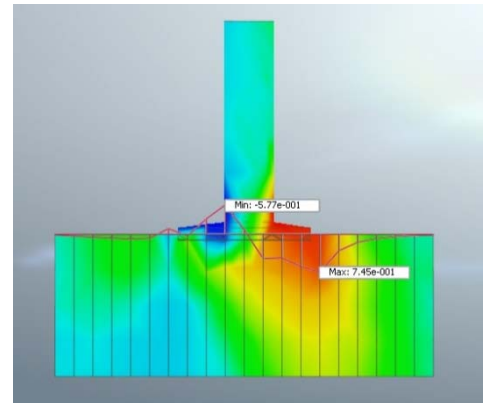
Andesita gris GSI 35 60° de buzamiento



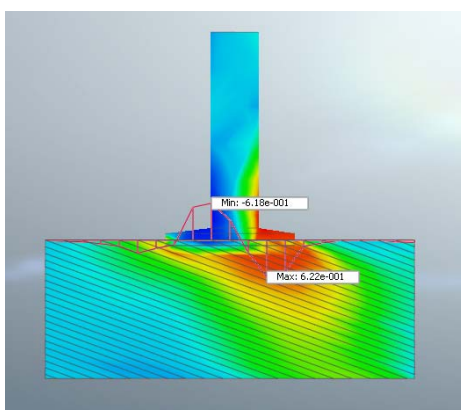
Andesita gris GSI 35 70° de buzamiento



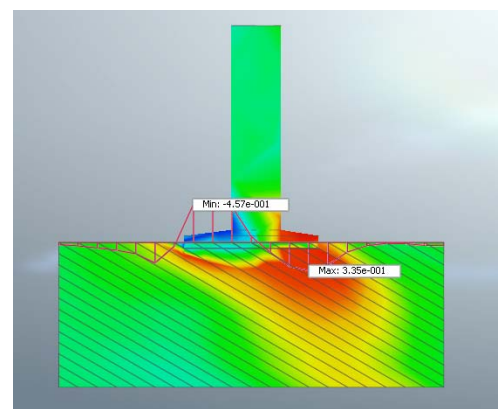
Andesita gris GSI 35 80° de buzamiento



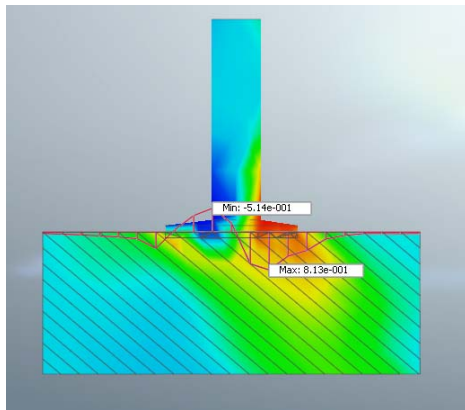
Andesita gris GSI 35 90° de buzamiento



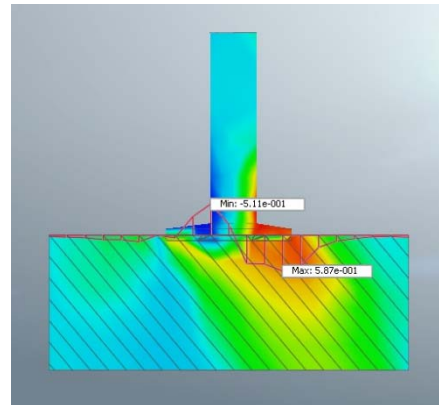
Andesita rosa GSI 45 20° de buzamiento



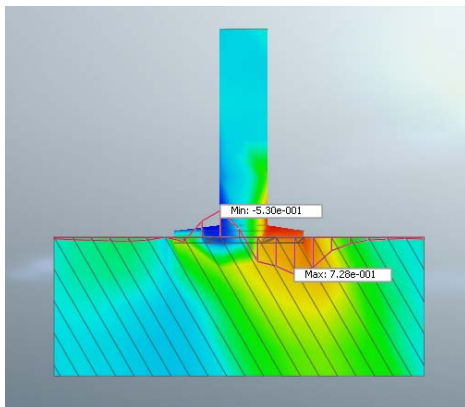
Andesita rosa GSI 45 30° de buzamiento



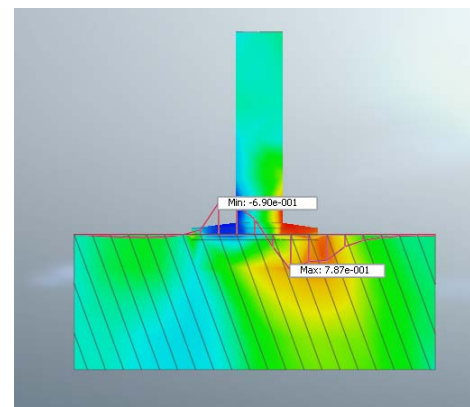
Andesita rosa GSI 45 40° de buzamiento



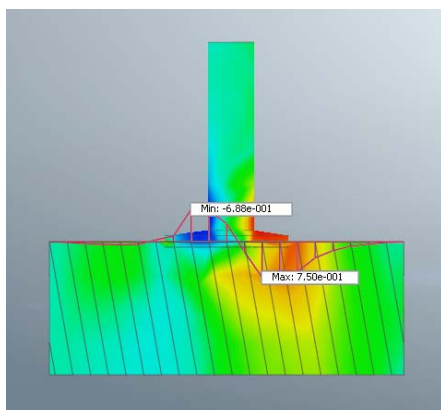
Andesita rosa GSI 45 50° de buzamiento



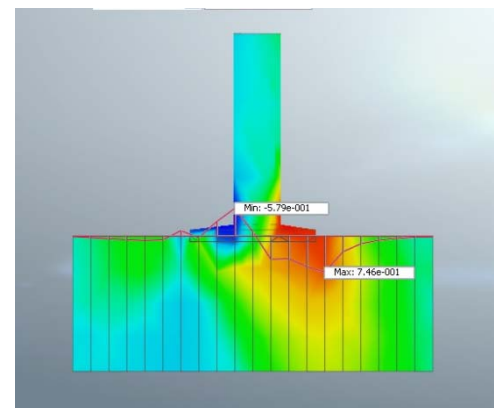
Andesita rosa GSI 45 60° de buzamiento



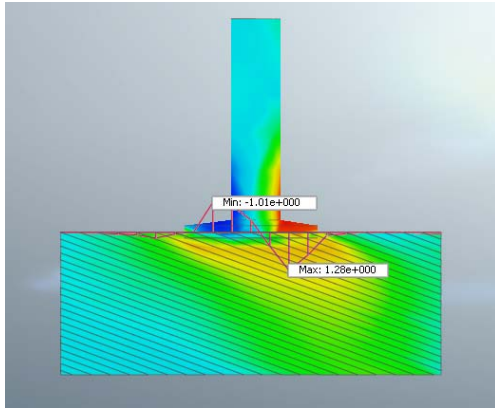
Andesita rosa GSI 45 70° de buzamiento



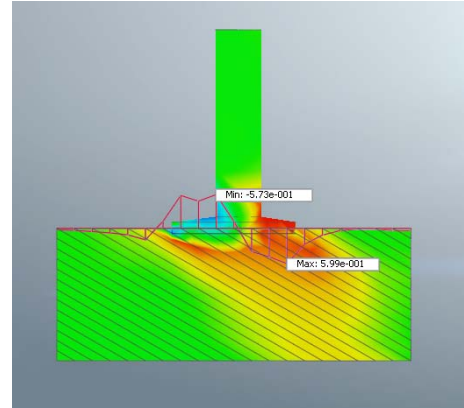
Andesita rosa GSI 45 80° de buzamiento



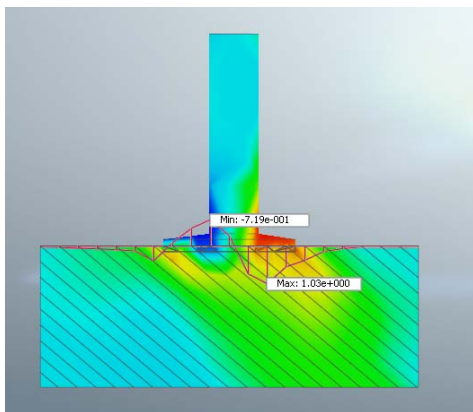
Andesita rosa GSI 45 90° de buzamiento



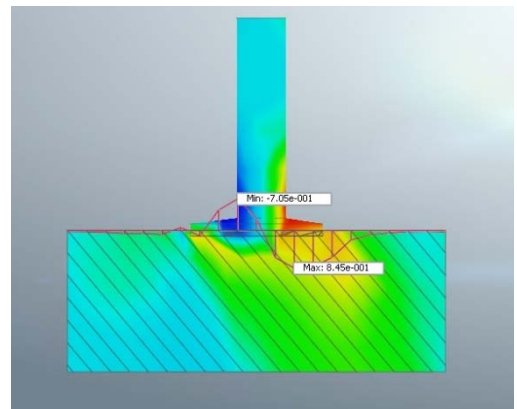
Andesita rosa GSI 27 20° de buzamiento



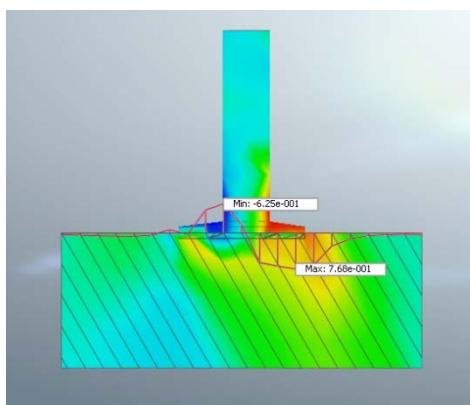
Andesita rosa GSI 27 30° de buzamiento



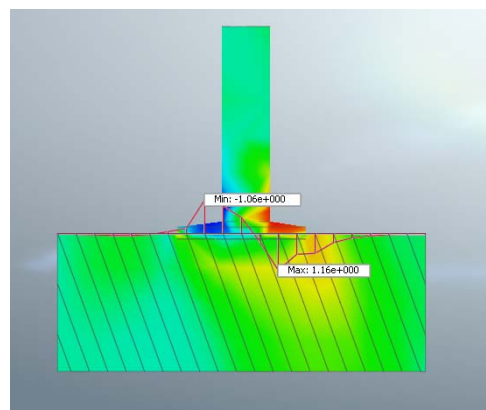
Andesita rosa GSI 27 40° de buzamiento



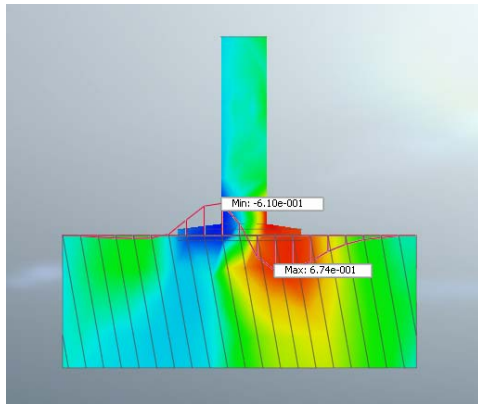
Andesita rosa GSI 27 50° de buzamiento



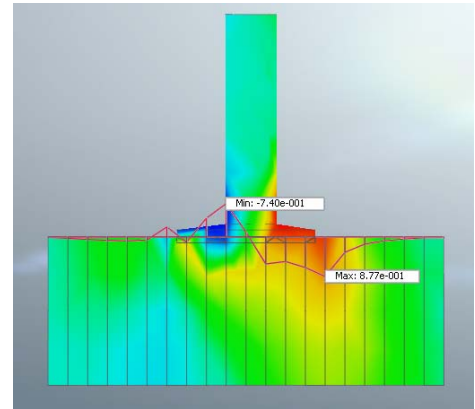
Andesita rosa GSI 27 60° de buzamiento



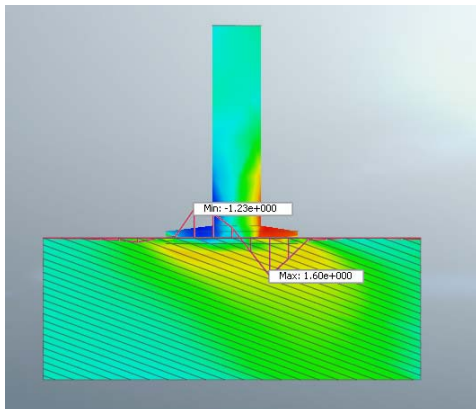
Andesita rosa GSI 27 70° de buzamiento



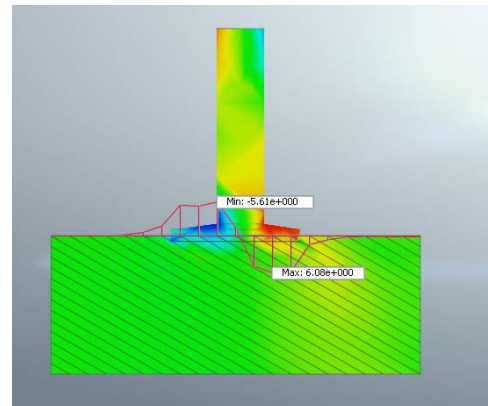
Andesita rosa GSI 27 80° de buzamiento



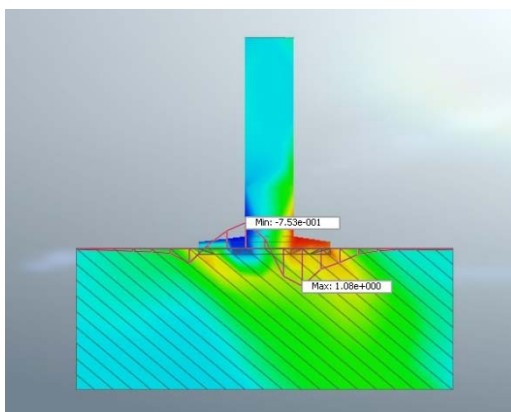
Andesita rosa GSI 27 90° de buzamiento



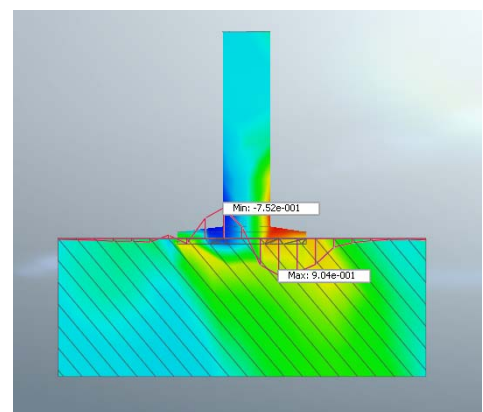
Andesita gris-rosa GSI 15 20° de buzamiento



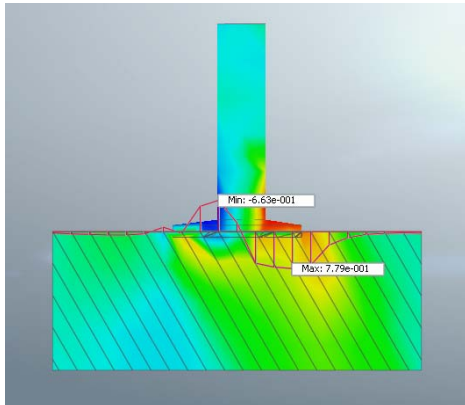
Andesita gris-rosa GSI 15 30° de buzamiento



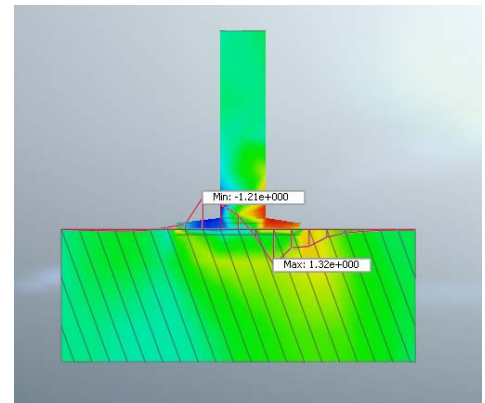
Andesita gris-rosa GSI 15 40° de buzamiento



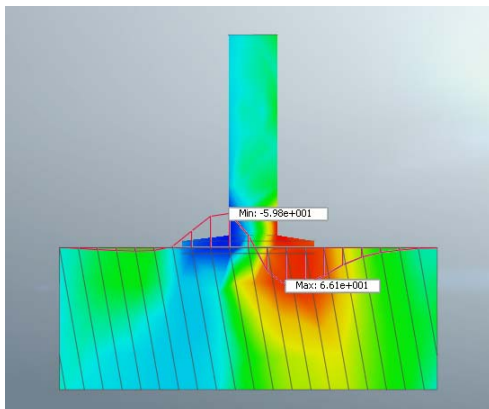
Andesita gris-rosa GSI 15 50° de buzamiento



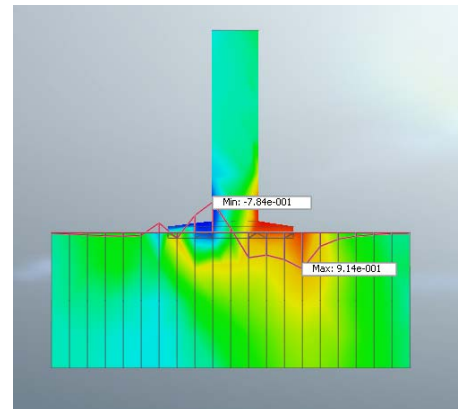
Andesita gris-rosa GSI 15 60° de buzamiento



Andesita gris-rosa GSI 15 70° de buzamiento



Andesita gris-rosa GSI 15 80° de buzamiento



Andesita gris-rosa GSI 15 90° de buzamiento